



Universidade de Aveiro
2013

Departamento de Engenharia Civil

**ANA SOFIA DE MELO
OLIVEIRA**

**O EFEITO DE MEMBRANA EM LAJES MISTAS AÇO-
BETÃO SUJEITAS A FOGO**



**ANA SOFIA DE MELO
OLIVEIRA**

**O EFEITO DE MEMBRANA EM LAJES MISTAS AÇO-
BETÃO SUJEITAS A FOGO**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação científica do Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedicado aos meus pais e irmão.

o júri

presidente

Prof. Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa

professora associada do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago

professora auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real

professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Expresso o meu agradecimento a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Começaria por agradecer aos meus pais, Avelino Oliveira e Maria de Melo por todo o carinho e apoio oferecidos.

Ao meu irmão, Nuno Oliveira, pela amizade, atenção e compreensão que sempre me deu.

Aos professores Paulo Vila Real e Nuno Lopes, por toda a orientação fornecida na realização desta dissertação, mas principalmente por toda a compreensão e paciência demonstradas durante a sua execução.

A todos os professores pelos conhecimentos transmitidos e que contribuíram para a minha formação académica.

Finalmente, a todos os meus amigos, por todos os momentos de apoio, carinho e lazer proporcionados, em especial, Soraia Silva, Maria João Matos, Beatriz Martins, Filipa Rodrigues, Pedro Narra, Diogo Limas, Miguel Pereira, Andreia Coutinho, Ana Neves, Joel Castanheira, David Lourenço, Cláudia Andrade e Andreia Viegas.

A todos, muito obrigada.

palavras-chave

Laje mista aço-betão, comportamento ao fogo, ação de membrana

resumo

O estudo do comportamento de estruturas mistas aço-betão sujeitas a ensaios de fogo à escala real e observações de incêndios reais demonstraram que o desempenho destas estruturas é bastante melhor do que o indicado em testes de resistência ao fogo em elementos isolados.

A melhoria no desempenho da estrutura em situação de incêndio acontece devido ao desenvolvimento da ação de membrana de tração na laje de betão. Esta ação de membrana é considerada no novo método de dimensionamento ao fogo apresentado neste trabalho, onde são descritas as bases teóricas do método e consequente aplicação prática num caso de estudo.

Os resultados indicam que considerando o comportamento global da estrutura, a quantidade de proteção a aplicar contra incêndio seja menor, resultando em custos de proteção ao fogo reduzidos sem diminuição da resistência ao fogo da estrutura.

keywords

Composite slab, fire behaviour, membrane action

abstract

The study of the behaviour of steel and concrete composite structures subjected to large-scale fire tests and observations of building fires have shown that the fire performance of these structures is much better than is indicated by fire resistance tests on isolated elements.

The improved performance of the structure under fire conditions occurs due to the development of tensile membrane action in the concrete slabs. This membrane action is considered in the new fire design method presented in this paper, which describes the theoretical basis of the method and the consequent practical application in a case study.

The results indicate that considering the overall behaviour of the structure, the amount of fire protection to be applied is lower, resulting in reduced fire protection costs without reducing the fire resistance of the structure.

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	i
Índice de Figuras	5
Índice de Tabelas	9
Simbologia.....	13
1. Introdução.....	1
1.1. Considerações gerais	1
1.2. Objetivos.....	1
1.3. Organização da dissertação	2
2. Lajes mistas de aço e betão	3
2.1. Materiais constituintes	4
2.1.1. Betão.....	4
2.1.2. Armaduras para betão armado	5
2.1.3. Aço estrutural	6
2.1.4. Elementos de ligação	7
2.1.5. Chapas perfiladas de aço para lajes mistas	8
2.2. Vantagens de utilização	9
2.3. Disposições construtivas	10
2.4. Proteção ao fogo	13
3. Ensaio de fogo de cardington.....	15
3.1. Descrição do edifício ensaiado	15
3.2. Ensaio de fogo.....	16
3.2.1. Teste 1: Viga restringida.....	17
3.2.2. Teste 2: Pórtico plano	19
3.2.3. Teste 3: Compartimento de canto 1	21
3.2.4. Teste 4: Compartimento de canto 2	23
3.2.5. Teste 5: Compartimento de grandes dimensões	25
3.2.6. Teste 6: Incêndio natural num escritório	27
3.3. Comentário geral aos resultados dos ensaios	31
4. Ação de membrana em lajes.....	33

4.1.	Desenvolvimento da ação de membrana	37
4.2.	Resistência da ação de membrana ao fogo	38
4.3.	Modo de rotura esperado	40
5.	Método das linhas de rotura	43
5.1.	Fases sucessivas do comportamento de lajes	43
5.2.	Cálculo plástico de lajes	46
5.3.	Teoria das Linhas de Rotura	48
5.4.	Crítério de Energia ou do Trabalho	51
5.4.1.	Trabalho externo realizado	51
5.4.2.	Trabalho interno realizado	53
5.4.3.	Lajes ortotrópicas	54
5.4.4.	Capacidade de flexão da laje	55
5.5.	Contribuição das vigas secundárias	59
5.6.	Contribuição das vigas principais	60
5.6.1.	Vigas secundárias não protegidas com vigas de bordo em ambos os lados	62
5.6.2.	Vigas secundárias não protegidas com uma viga de bordo num lado	64
6.	Métodos de cálculo de segurança contra incêndio	69
6.1.	Abordagem prescritiva	69
6.1.1.	Verificação do Critério I de Isolamento Térmico	71
6.1.2.	Verificação do Critério R de Resistência Mecânica	73
6.2.	Abordagem baseada no desempenho	75
6.2.1.	Dedução de uma expressão para o parâmetro K	77
6.2.2.	Dedução de uma expressão para o parâmetro b	79
6.2.3.	Momento resistente ao longo das linhas de rotura	82
6.2.4.	Efeito das forças de membrana na resistência à flexão	83
6.2.5.	Momento resistente devido ao efeito de membrana	86
6.2.6.	Fator de majoração global:	91
6.2.7.	Capacidade de suporte de cargas da laje sob o efeito de membrana	91
6.2.8.	Rotura à compressão do betão	91
6.3.	Crítério de rotura	92
6.3.1.	Deformação da laje	93
6.3.2.	Limites dos deslocamentos verticais	98

7.	Caso de estudo	100
7.1.	Descrição da estrutura	100
7.2.	Zona de dimensionamento A	103
7.3.	Zona de dimensionamento B	122
7.4.	Zona de dimensionamento C	128
7.5.	Zona de dimensionamento D	134
8.	Considerações finais	142
8.1.	Principais conclusões	142
8.2.	Desenvolvimentos futuros	142
9.	Referências bibliográficas	144

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Estrutura de uma laje mista perfilada.	3
Figura 2.	Exemplos de conexão de corte: (a) conetores soldados; (b) conetores cravados e (c) saliência de chapa perfilada.	8
Figura 3.	Tipos de perfis de chapas perfiladas: (a) perfil trapezoidal; (b) perfil reentrante e (c) perfil alto.	9
Figura 4.	Dimensões da laje e chapa.	10
Figura 5.	Espessura da laje.	11
Figura 6.	Espessura da laje.	11
Figura 7.	Área da armadura.	12
Figura 8.	Limites dos comprimentos dos apoios	12
Figura 9.	Sistemas de proteção térmica: (a) pintura intumescente; (b) revestimento em placas; (c) revestimento projetado e (d) aplicação de mantas.	14
Figura 10.	Estrutura do edifício ensaiado no BRE, Cardington.	15
Figura 11.	Localização dos ensaios.	16
Figura 12.	Deslocamento vertical e temperatura máxima registados	18
Figura 13.	Comparação entre o deslocamento vertical e temperatura máxima registados no ensaio de incêndio padrão e a viga ensaiado no Teste 1	18
Figura 14.	Encurvadura no banzo na viga ensaiada.	19
Figura 15.	Deslocamento vertical máximo e temperatura da secção exposta do pilar interno	20
Figura 16.	Esmagamento do topo do pilar	20
Figura 17.	Rotura por esforço transversal da ligação à viga primária	21
Figura 18.	Deslocamento vertical máximo e temperatura na viga secundária.	22
Figura 19.	Estado da estrutura após o ensaio.	23
Figura 20.	Temperaturas registadas no Teste 4	24
Figura 21.	Temperatura máxima registada no banzo das vigas internas e externas.	25
Figura 22.	Temperaturas máxima e média registadas.	26
Figura 23.	Deformação da estrutura após o incêndio.	27
Figura 24.	Compartimento de ensaio.	28

Figura 25.	Temperaturas máxima e média registadas.....	29
Figura 26.	Temperatura máxima no aço e deslocamento vertical máximo registado...	29
Figura 27.	Vista externa do incêndio	30
Figura 28.	Resultado final da estrutura após o incêndio: (a) ocorrência do efeito de membrana no piso; (b) encurvadura das vigas.	30
Figura 29.	Laje de piso fissurada numa zona em que as armaduras não estavam corretamente amarradas.....	31
Figura 30.	Ação de membrana compressiva numa laje com restrição horizontal.....	33
Figura 31.	Ação de membrana em laje com restrição periférica no plano.....	34
Figura 32.	Ação de membrana tracionada numa laje sem restrição horizontal	34
Figura 33.	Ação de membrana de uma laje de piso sem restrição horizontal no seu perímetro	35
Figura 34.	Desenvolvimento das forças de membrana no plano	36
Figura 35.	Rotura de flexão da laje de piso sob carga vertical crescente. (a) placa de piso sujeita a carga vertical crescente. (b) rotura da viga e do painel (rotulas plásticas formam-se nas vigas com as linhas de rotura da laje atraídas para as rotulas plásticas. (c) rotura do painel de laje (sem formação de rotulas plásticas nas vigas, um mecanismo de linhas de rotura forma-se em painéis individuais de laje).	37
Figura 36.	Divisão da laje de piso em painéis de laje. Laje de piso dividida em (a) painéis quadrados e (b) painéis de laje retangulares.....	39
Figura 37.	Modos de rotura identificados por Sawczuk.	41
Figura 38.	Fases sucessivas do comportamento de uma laje quando sujeita a uma carga uniforme	44
Figura 39.	Comportamento do sistema viga – laje sob temperaturas crescentes.....	45
Figura 40.	Padrões válidos de linhas de rotura para uma laje bidirecional.....	49
Figura 41.	Padrão para a linha de rotura inválido para a laje representada na Figura 40	50
Figura 42.	Padrão válido e inválido para uma laje com dois apoios adjacentes	50
Figura 43.	Modelos de linhas de rotura simples.	50
Figura 44.	Secção em estudo.....	52
Figura 45.	Distâncias a considerar no cálculo da rotação θ	54
Figura 46.	Laje retangular com armadura ortotrópica.	55

Figura 47.	Padrão de linhas de rotura para uma laje retangular simplesmente apoiada. ..	56
Figura 48.	Região 1 da laje e respetivo eixo de rotação e local de deformação máxima.	56
Figura 49.	Região 2 da laje e respetivo eixo de rotação e local de deformação máxima.	57
Figura 50.	Áreas de influência das vigas secundárias.....	59
Figura 51.	Padrão alternativo de linhas de rotura envolvendo a formação de rótulas plásticas nas vigas principais.....	60
Figura 52.	Zonas típicas de dimensionamento da laje	61
Figura 53.	Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas	62
Figura 54.	Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas.....	63
Figura 55.	Linha de rotura paralela às vigas não protegidas.....	65
Figura 56.	Linha de rotura perpendicular às condições de fronteira das vigas não protegidas no Lado A	66
Figura 57.	Caraterização geométrica de uma laje mista aço-betão.....	70
Figura 58.	Definição do fator geométrico A/L_r da nervura	72
Figura 59.	Distribuição das forças no plano devido à ação de membrana tracionada ..	76
Figura 60.	Distribuição das tensões para os Elementos 1 e 2.	77
Figura 61.	Distribuição das tensões ao longo da linha de rotura CD.....	78
Figura 62.	Distribuição das tensões ao longo da linha EF.	80
Figura 63.	Cálculo do momento resistente.....	82
Figura 64.	Forças aplicadas ao elemento 1 e linha de rotura AB.....	84
Figura 65.	Forças aplicadas ao elemento 2.	85
Figura 66.	Cálculo do momento provocado pela força de membrana.	86
Figura 67.	Relação entre as distâncias a considerar no cálculo do momento provocado pela força de membrana para o elemento 1.	87
Figura 68.	Cálculo do momento provocado pela força de membrana.	88
Figura 69.	Relação entre as distâncias a considerar no cálculo do momento provocado pela força de membrana para o elemento 2.	88
Figura 70.	Fator de majoração devido à força de membrana.....	90
Figura 71.	Rotura tracionada da laje devido à fratura da armadura.....	93

Figura 72.	Laje simplesmente apoiada sujeita a variações de temperatura.	94
Figura 73.	Deformação de uma laje simplesmente apoiada com carga unitária fictícia...	94
Figura 74.	Cabo flexível AB de deformação w	96
Figura 75.	Disposição geral da estrutura metálica ao nível do pavimento.	100
Figura 76.	Zonas de dimensionamento da laje.....	102
Figura 77.	Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Disposições Gerais. .	105
Figura 78.	Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Chapa Perfilada.....	106
Figura 79.	Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Laje.	106
Figura 80.	Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Vigas não protegidas.	107
Figura 81.	Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Vigas protegidas.	107
Figura 82.	Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Vigas protegidas.	108
Figura 83.	Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Carregamento.....	109
Figura 84.	Saída dos resultados usando o programa MACS+ - Relatório detalhado.	115
Figura 85.	Esforços nas vigas periféricas secundárias.....	116
Figura 86.	Esforços nas vigas periféricas primárias.	117
Figura 87.	Esforços nas vigas periféricas secundárias.....	123
Figura 88.	Esforços nas vigas periféricas primárias.	123
Figura 89.	Esforços nas vigas periféricas secundárias.....	129
Figura 90.	Esforços nas vigas periféricas primárias.	129
Figura 91.	Esforços nas vigas periféricas secundárias.....	135
Figura 92.	Esforços nas vigas periféricas primárias.	136

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.	Características de resistência e deformação do betão.....	4
Tabela 2.	Propriedades das armaduras (Anexo C da EN1992-1-1).....	5
Tabela 3.	Relação entre as classificações das armaduras em Portugal e a indicada no Anexo C da EN1992-1-1	6
Tabela 4.	Valores nominais das tensões para aços estruturais laminados a quente (Quadro 3.1 da EN1993-1-1).....	7
Tabela 5.	Campo de aplicação do Anexo D da EN1994-1-2 para verificação dos critérios de isolamento térmico e de resistência	71
Tabela 6.	Espessura efetiva mínima em função da resistência ao incêndio padrão	71
Tabela 7.	Coeficiente de redução da resistência do betão em função da temperatura ...	74
Tabela 8.	Dados a considerar no cálculo da altura efetiva.	103
Tabela 9.	Valores a considerar no cálculo da altura efetiva.	103
Tabela 10.	Distribuição de temperaturas numa laje ($h_{eff,max} = 150mm$), quando exposta ao incêndio padrão de 30 a 180 minutos.	104
Tabela 11.	Dados de entrada para o dimensionamento da zona A.....	105
Tabela 12.	Parâmetros utilizados para a determinação das ações de membrana da laje.....	111
Tabela 13.	Fatores de majoração devido às ações de membrana da laje.....	112
Tabela 14.	Fator de massividade para a viga mista não protegida	113
Tabela 15.	Temperatura numa secção transversal em aço não protegida sujeita à curva ISO	113
Tabela 16.	Momento resistente das vigas mistas não protegidas da laje.....	114
Tabela 17.	Esforços de dimensionamento da zona A.....	118
Tabela 18.	Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona A, obtidas através do programa MACS+.	118
Tabela 19.	Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona A.	119
Tabela 20.	Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.....	119
Tabela 21.	Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.....	120

Tabela 22.	Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	121
Tabela 23.	Esforço transverso em situação de incêndio nas vigas periféricas.	121
Tabela 24.	Temperatura na viga periférica B de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	122
Tabela 25.	Esforço transverso em situação de incêndio na viga periférica B de perfil HEA 260.	122
Tabela 26.	Esforços de dimensionamento da zona B.	124
Tabela 27.	Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona B, obtidas através do programa MACS+.	125
Tabela 28.	Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona B.	125
Tabela 29.	Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.	126
Tabela 30.	Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.	126
Tabela 31.	Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	127
Tabela 32.	Esforço transverso em situação de incêndio nas vigas periféricas.	127
Tabela 33.	Temperatura nas viga periféricas B e D de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	128
Tabela 34.	Esforço transverso em situação de incêndio na vigas periféricas B e D de perfil HEA 260.	128
Tabela 35.	Esforços de dimensionamento da zona C.	130
Tabela 36.	Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona C, obtidas através do programa MACS+.	131
Tabela 37.	Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona C.	131
Tabela 38.	Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.	132
Tabela 39.	Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.	132
Tabela 40.	Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	133
Tabela 41.	Esforço transverso em situação de incêndio nas vigas periféricas.	133

Tabela 42.	Temperatura na viga periférica B de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	134
Tabela 43.	Esforço transversal em situação de incêndio na viga periférica B de perfil HEA 260.	134
Tabela 44.	Esforços de dimensionamento da zona D.....	136
Tabela 45.	Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona D, obtidas através do programa MACS+.	137
Tabela 46.	Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona D.	137
Tabela 47.	Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.....	138
Tabela 48.	Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.....	138
Tabela 49.	Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	139
Tabela 50.	Esforço transversal em situação de incêndio nas vigas periféricas.	139
Tabela 51.	Temperatura nas vigas periféricas B e D de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.	140
Tabela 52.	Esforço transversal em situação de incêndio nas vigas periféricas B e D de perfil HEA 260.	140
Tabela 53.	Espessuras para as vigas do pavimento.	140

SIMBOLOGIA

f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
f_{ctk}	valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
ε_{cl}	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima;
ε_{cu}	extensão última do betão à compressão.
f_{sk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
$f_{0,2k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tração das armaduras;
f_{tk}	valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras;
ε_{uk}	valor característico da extensão do aço da armadura;
A,B e C	classes de ductilidade.
f_y	tensão de cedência efetiva do aço à temperatura ambiente
f_u	tensão última do aço à temperatura ambiente
b_r	largura da nervura da chapa de aço perfilada
b_s	distância entre o centro de nervuras adjacentes da chapa de aço perfilada
h	espessura total da laje mista
h_c	espessura do secção de betão na laje mista
l_{bc}, l_{bs}	comprimentos dos apoios da chapa de aço perfilada
$q_{fi,Rd}$	carga total suportada pelo sistema de laje mista
p_{fi}	capacidade de flexão da laje
e	fator de majoração da laje

$q_{fi,Rd,ub}$	capacidade de suporte das vigas secundárias
W_E	trabalho externo
W_I	trabalho interno
w	carga que atua numa região em particular
$A_{região}$	área da região em estudo
δ	deslocamento vertical da carga w em cada região
m	momento resistente da laje por metro
l_p	projeção da linha de rotura na direção dos eixos de rotação da região em estudo
θ	rotação da região sobre os eixos de rotação da mesma
R	distância entre o eixo de rotação da região e o ponto de deformação máximo da mesma
μ	coeficiente de ortogonalidade
n	parâmetro que define a intersecção das linhas de rotura
l, L	menor e maior vão
$M_{fi,0}$	momento resistente da laje
a	relação geométrica entre os vãos da laje
$M_{fi,Rd}$	momento resistente em situação de incêndio
n_{ub}	número de vigas secundárias
$L_{1,eff}, L_{2,eff}$	comprimentos da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas na direção dos dois vãos
$M_{fi,Sd,b,1}$	valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas na direção do vão 1
$M_{fi,Sd,b,2}$	valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas na direção do vão 2
$t_{fi,d}$	valor de cálculo da resistência ao fogo com base no incêndio padrão
$t_{fi,requ}$	resistência ao fogo requerida regularmente com base no incêndio padrão
$E_{fi,d,t}$	valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de fog no instante t

$R_{fi,d,t}$	valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante t
θ_d	valor de cálculo da temperatura do aço
$\theta_{cr,d}, \theta_{a,cr}$	valor de cálculo da temperatura crítica
$l_1, l_2, l_3, h_1, h_2, h_3$	dimensões geométricas da laje mista
h_{eff}	espessura efetiva mínima da laje
t_i	resistência ao fogo relativamente ao isolamento térmico
A	volume de betão da nervura por unidade de comprimento
L_r	superfície da nervura exposta ao fogo por unidade de comprimento
A/L_r	fator geométrico da nervura
Φ	fator de vista do banzo superior
$M_{fi,tiRd}$	valor de cálculo do momento resistente em situação de incêndio
A_i	áreas parciais dos elementos que compõem a chapa (alma e banzos)
z_i	força instalada em cada parte A_i da chapa perfilada
$k_{y,\theta,i}$	fator de redução da tensão de cedência do perfil de aço a temperatura elevada
$f_{y,i}$	tensão de cedência do aço para o elemento A_i à temperatura elevada
$\gamma_{M,fi,s}$	fator parcial de segurança para o material em situação de incêndio
α_{slab}	coeficiente que considera o bloco de tensões retangular
T_1, T_2	força de tração no Elemento 1 e 2
C	força de compressão
ϕ	ângulo definido pelo padrão das linhas de rotura
b, k	parâmetros que definem o valor das forças de membrana
KT_0	resistência da rede de armadura por unidade de comprimento
A_s	área da secção transversal da rede de armadura
f_{sy,θ_s}	tensão de cedência efetiva do aço a temperatura elevada

f_{sy}	tensão de cedência das armaduras de aço
k_t	relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência
$(g_0)_1, (g_0)_2$	são parâmetros que definem o bloco de tensões de flexão nas duas direções ortogonais
d_1, d_2	são as distâncias entre o topo da laje e os eixos da armadura em cada direção.
e_{1b}, e_{2b}	fatores de majoração devido às forças de membrana na resistência á flexão para os elementos 1 e 2
$M_{fi,Rd,1m}$	momento em torno do apoio provocados pelos esforços de membrana no elemento 1
$M_{fi,Rd,2m}$	momento em torno do apoio provocados pelos esforços de membrana no elemento 2
e_{1m}, e_{2m}	fatores de majoração devido às forças de membrana na contribuição para a capacidade de suporte de cargas devido
e_1, e_2	fator de majoração combinado para os elementos 1 e 2
w	deslocamento vertical;
α	coeficiente de expansão térmico;
T_2	temperatura na face inferior da laje;
T_1	temperatura na face superior da laje;
h	espessura da laje;
L_c	comprimento da curva;
w	deslocamento vertical da curva;
E_s	módulo de elasticidade do aço à temperatura normal;
w_m	deslocamento da laje estimado;
ρ_p, ρ_a	densidade do material de proteção e do aço, respetivamente;
λ_p	condutividade térmica do material de proteção;
c_p, c_a	calor específico do material de proteção e do aço, respetivamente;
d_p	espessura do material de proteção;

$\frac{A_p}{V}$	fator de massividade da secção transversal do perfil protegido;
ϕ	quantidade de calor armazenada na proteção

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações gerais

Os ensaios ao fogo à escala real e as observações de fogos reais em edifícios demonstraram que o desempenho de lajes mistas de aço e betão é superior ao indicado pelos testes de resistência ao fogo em lajes mistas ou vigas mistas como elementos estruturais isolados. Os estudos revelaram que este excelente desempenho deve-se ao desenvolvimento das ações de membrana de tração na laje de betão reforçada e da ação catenária nas vigas metálicas.

Como consequência das observações verificadas, foi desenvolvido no Reino Unido um novo conceito de dimensionamento ao fogo para edifícios metálicos porticados modernos de vários andares, em que o manual e o programa de dimensionamento para lajes de pavimentos, baseados neste método, foram inicialmente publicados no ano 2000. Apesar de este conceito ser ainda recente para a maioria dos projetistas na Europa, muitos edifícios no Reino Unido têm beneficiado da aplicação do Método de Cálculo Simplificado, permitindo reduzir os custos de proteção contra incêndio.

Este método de dimensionamento permite muitas vezes considerar o comportamento global do edifício, permitindo manter alguns elementos sem proteção, enquanto garante os níveis de segurança esperados para estruturas de edifícios totalmente protegidas ao fogo. O método de cálculo permite que a resistência ao fogo de pavimentos mistos parcialmente protegidos seja avaliada considerando a exposição ao incêndio natural ou ao incêndio padrão, esta última curva de incêndio apresenta um interesse particular, pois permite que este método seja aplicado por projetistas sem conhecimento especializado em engenharia de segurança contra incêndio.

1.2. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo o estudo do Método de Cálculo Simplificado ou Método de Bailey, através da dedução da formulação teórica que define o método em estudo e aplicação do mesmo a um exemplo prático.

1.3. Organização da dissertação

Esta dissertação encontra-se dividida em 8 capítulos, dos quais este corresponde ao capítulo 1, onde se apresenta uma introdução, objetivos e organização do trabalho realizado.

O capítulo 2 refere-se, de forma sucinta, a lajes mistas aço e betão, onde são apresentados os materiais constituintes, assim como as vantagens na sua utilização e algumas disposições construtivas. É ainda mencionada a proteção contra incêndio que esta solução estrutural necessita.

O capítulo 3 faz referência aos ensaios de fogo realizados no Reino Unido que correspondem ao trabalho experimental na base do Método de Cálculo Simplificado, que corresponde ao objeto de estudo desta dissertação.

Os capítulos 4 e 5 correspondem, respetivamente, aos esforços de membrana desenvolvidos na laje e responsáveis pelo aumento da sua resistência ao fogo e considerados no método de cálculo apresentado neste trabalho. Por outro lado, a Teoria das Linhas de Rotura, explica o padrão formado na laje durante o seu aquecimento.

Posteriormente, surge o capítulo 6, onde se comparam os métodos de cálculo de segurança contra incêndio, distinguindo-se a abordagem prescritiva da abordagem baseada no desempenho. Enquanto a primeira baseia-se na avaliação do comportamento da laje como elemento estrutural isolado trabalhando unicamente à flexão; na abordagem baseada no desempenho, onde se encontra o Método de Cálculo Simplificado, o cálculo considera o comportamento de toda a estrutura, em que existe interação entre todos os seus elementos e não se despreza a sua contribuição para resistência ao fogo, diminuindo o material de proteção passiva a utilizar ou mesmo a sua inexistência.

O capítulo 7 apresenta um exemplo de aplicação da formulação apresentada em capítulos anteriores e que correspondem à aplicação do método em estudo.

Finalmente, apresenta-se um capítulo com as conclusões retiradas do trabalho desenvolvido.

2. LAJES MISTAS DE AÇO E BETÃO

Uma laje mista aço e betão resulta da associação de armaduras de aço, chapa perfilada de aço e uma camada de betão ligadas através de conetores, como ilustrado na Figura 1. Estes dois materiais, aço e betão, apesar de apresentarem características diferentes, têm um comportamento estável e compatível quando trabalham em conjunto. A colocação de betão nas zonas de compressão e de aço nas de tração faz com que cada material esteja a resistir a esforços e deformações para os quais tem maior capacidade resistente. Para além disso, existem outros fatores que definem esta solução estrutural, tais como, o aço oferecer ductilidade às estruturas, enquanto o betão protege-o contra a corrosão; em situação de incêndio isola-o de temperaturas elevadas e permite a restrição de deslocamentos indesejáveis dos elementos de aço, evitando assim, fenómenos de instabilidade (Calado & Santos, 2010).

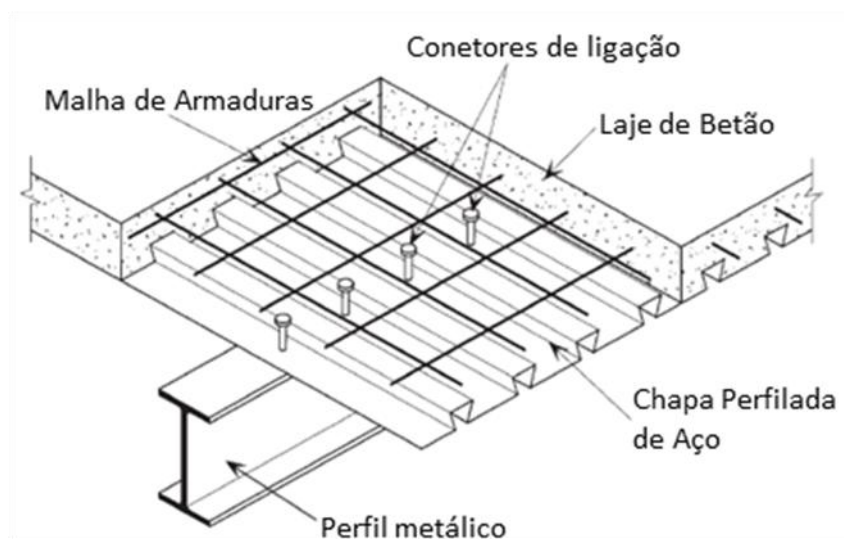


Figura 1. Estrutura de uma laje mista perfilada (C.G. Bailey, 2003).

A utilização de estruturas mistas deve-se principalmente às lajes mistas, pois estas podem ser utilizadas em estruturas novas e na reabilitação de estruturas existentes, podendo a chapa perfilada apoiar-se em todos os tipos de materiais, desde elementos estruturais de aço, betão até madeira e alvenarias.

2.1. Materiais constituintes

Esta secção apresenta resumidamente as principais propriedades dos materiais que constituem as lajes mistas de aço e betão.

2.1.1. Betão

As propriedades do betão normal (massa volúmica superior a 2200 kg/m³) são apresentadas na Secção 3.1 da *EN 1992 -1-1*, e os requisitos adicionais para o betão leve encontram-se na *EN 1992-1-1*, Secção 11.3 (“Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” 2010).

Na Tabela 1 estão indicados os valores característicos da resistência f_{ck} e os correspondentes valores mecânicos necessários ao cálculo de estruturas constituídas por betão normal.

Tabela 1. Características de resistência e deformação do betão (Calado & Santos, 2010).

Classes de resistência do betão									
f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ck,cubo}$ (MPa)	25	30	37	45	50	55	60	67	75
f_{cm} (MPa)	28	33	38	43	48	53	58	63	68
f_{ctm} (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7
E_{cm} (GPa)	30	31	33	34	35	36	37	38	39
ϵ_{c1} (‰)	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6
ϵ_{cu} (‰)	3,5							3,2	3,0

Em que,

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

f_{cm} valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;

f_{ctk} valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;

E_{cm} módulo de elasticidade secante do betão;

ϵ_{c1} extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima;

ϵ_{cu} extensão última do betão à compressão.

2.1.2. Armaduras para betão armado

As propriedades das armaduras para betão armado encontram-se na *EN 1992-1-1*, 3.2, e tabeladas no Anexo C da mesma norma, como mostra a Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades das armaduras (Anexo C da EN1992-1-1) (“Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” 2010).

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, ϵ_{uk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			0,3 $A f_{yk}$ (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						5,0

Em que:

f_{sk} valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;

$f_{0,2k}$ valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tração das armaduras;

f_{tk} valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras;

ϵ_{uk} valor característico da extensão do aço da armadura;

A, B e C classes de ductilidade.

A relação entre as classificações indicadas na *EN 1992-1-1* e das armaduras em Portugal está na Tabela 3, distinguindo-se três classes de ductilidade dos aços para armaduras de betão armado, em que a Classe A corresponde a menor ductilidade e a Classe C à mais elevada.

Tabela 3. Relação entre as classificações das armaduras em Portugal e a indicada no Anexo C da EN1992-1-1 (Calado & Santos, 2010).

Armaduras	Classe
A400 ou A500NRSD	C
A400 ou A500NR	B
A500EL ou ER	A

Esta armadura, a colocar na laje mista tem como finalidades a distribuição da carga; reforço da laje, de modo a facilitar a inclusão de aberturas; resistência aos momentos fletores negativos e controlo da fendilhação do betão devido às cargas aplicadas (Calado & Santos, 2010).

2.1.3. Aço estrutural

As propriedades do aço estrutural são apresentadas na *EN 1993-1-1*, Secção 3.2. Os valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última f_u , para aços estruturais laminados a quente são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Valores nominais das tensões para aços estruturais laminados a quente (Quadro 3.1 da EN1993-1-1) (“Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” 2010).

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

2.1.4. Elementos de ligação

Os elementos de ligação ou meios de conexão atuam na interface entre os dois materiais, aço estrutural e betão, sendo designados como conexão de corte, já que o esforço a que ficam predominantemente submetidos é o de corte. A ligação entre o aço estrutural e o betão é efetuada através de meios mecânicos, tais como, os conetores soldados, conetores cravados e as saliências de chapa perfilada, como se encontra ilustrado na Figura 2 (Calado & Santos, 2010).

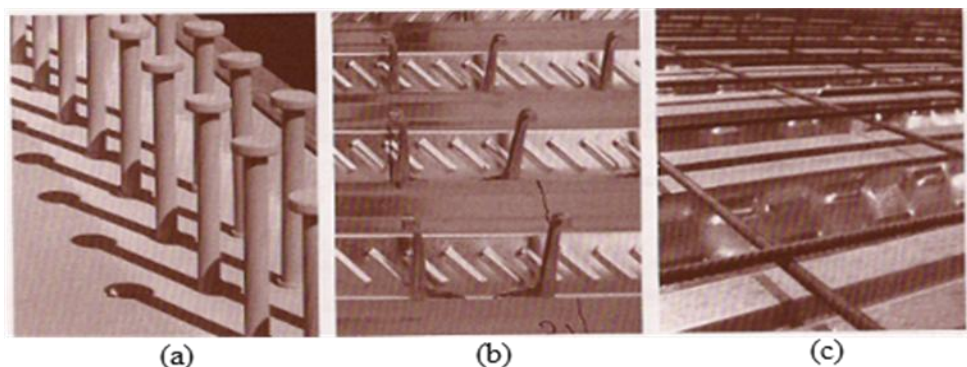


Figura 2. Exemplos de conexão de corte: (a) conetores soldados; (b) conetores cravados e (c) saliência de chapa perfilada (Calado & Santos, 2010).

Os conetores de corte realizam a ligação entre o elemento de aço e laje de betão, cumprindo a função de absorver os esforços de corte nas duas direções e de impedir o afastamento vertical entre a laje e a viga de aço.

Os pernos de cabeça são o único tipo de conectores de corte que a *EN 1994-1-1* apresenta disposições de projeto e construtivas, e talvez por isso sejam os mais utilizados para garantir a ligação aço-betão. Para além disso, são de fácil aplicação, apresentam resistência e rigidez idênticas, independentemente da direção de aplicação da força e poucos obstáculos à montagem das armaduras de betão. Têm diâmetros compreendidos entre 13 mm e 25 mm, alturas entre 75 mm e 150 mm e valor da tensão última mínima compreendida entre 450 N/mm^2 e 600 N/mm^2 . Porém a *EN1994-1-1* especifica que o valor da tensão última mínima para o material não deve ser superior a 500 N/mm^2 . No entanto, quaisquer outros elementos de ligação poderão ser utilizados desde que se verifiquem as bases para o projeto especificadas na norma (“Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings,” 2004).

2.1.5. Chapas perfiladas de aço para lajes mistas

As especificações referidas na *EN 1994-1-1* relativas a lajes mistas dizem respeito unicamente a edifícios, sendo que as propriedades do aço da chapa perfilada deverão ser obtidas por referência à *EN 1993-1-3*, Secções 3.1 e 3.2.

No mercado existem diferentes tipos de chapas perfiladas que podem ser utilizadas em lajes mistas, variando desde a geometria da nervura, pelas deformações da chapa (bossas ou entalhes) até ao aço de que são feitas. No entanto, de um modo geral podem ser

agrupadas em dois tipos: chapas com perfil trapezoidal e com perfil reentrante. Para além destas, também existem chapas de perfil alto, utilizadas em pavimentos do tipo slimfloor. Na Figura 3 encontram-se representados os tipos de perfil existentes de chapas.

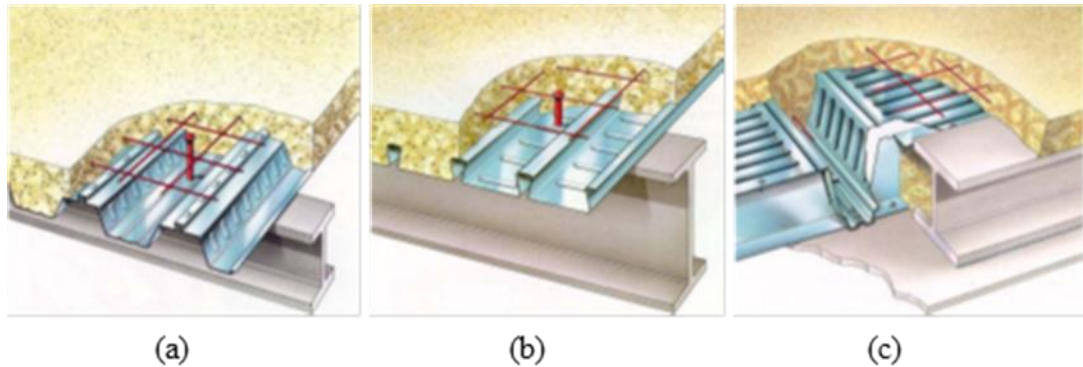


Figura 3. Tipos de perfis de chapas perfiladas: (a) perfil trapezoidal; (b) perfil reentrante e (c) perfil alto (“Lajes mistas,” n.d.).

De um modo geral, as características das chapas perfiladas existentes no mercado para lajes mistas são (Calado & Santos, 2010):

- Espessura variando entre 0,7 mm e 1,5 mm;
- Altura h_p , compreendida entre 40 mm e 80 mm;
- Valor nominal da tensão de cedência do aço, f_{yp} , variando entre 220 MPa e 420 MPa;
- Zincagem nas duas faces com espessura da ordem de 0,05 mm.

2.2. Vantagens de utilização

As lajes mistas apresentam diversas vantagens, quando comparadas com as tradicionais lajes de betão armado (Calado & Santos, 2010):

- Diminuição dos custos de construção, devido à diminuição ou ausência de armadura inferior, escoramentos, cofragem e espaço para armazenamento; maior velocidade de construção levando a uma economia no tempo de trabalho;
- Facilidade de aplicação, devido ao facto de as chapas irem para a obra com o comprimento exato, sendo simples de movimentar e montar, fáceis de cortar e retificar, caso seja necessário e apresentam equipamento de fixação leve;

- Funções diversas para a chapa perfilada, desde cofragem da laje mista, plataforma de trabalho segura, possibilidade de trabalho em vários pisos em simultâneo, travamento lateral do banzo superior das vigas de aço e diminuição do peso do pavimento;
- Flexibilidade, possibilitando a combinação com todos os tipos de estrutura, aço, betão, tijolo e de madeira e adaptabilidade a quaisquer geometrias e aberturas.

2.3. Disposições construtivas

A *EN1994-1-1* impõe alguns limites ao nível da secção de betão e das condições de apoio da chapa perfilada para uma correta utilização de uma laje mista de aço e betão. No caso das lajes mistas, as disposições de projeto e construtivas são apresentadas no artigo 9.2 da *EN1994-1-1*, enquanto as disposições relativas à conexão de corte encontram-se no artigo 6.65 da mesma norma (“Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings,” 2004). Relativamente ao betão armado e aço estrutural, as disposições podem ser encontradas na *EN 1992* e *EN 1993*, respetivamente.

Nesta secção resumem-se as principais disposições de projeto e construtivas relativas às lajes mistas com chapas perfiladas:

- Geometria da chapa perfilada: o campo de aplicação da *EN1994-1-1* é limitado a chapas perfiladas com $\frac{b_r}{b_s} \leq 0,6$

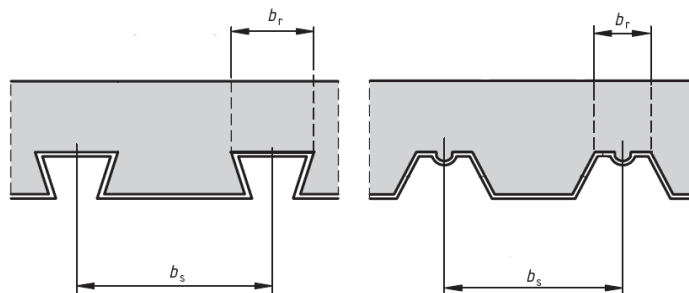


Figura 4. Dimensões da laje e chapa (“Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings,” 2004).

- Espessura da laje:

- a) em relação à secção transversal: a espessura total da laje mista h , não deve ser inferior a 80 mm. A espessura de betão h_c , acima das nervuras das chapas não deve ser inferior a 40 mm.

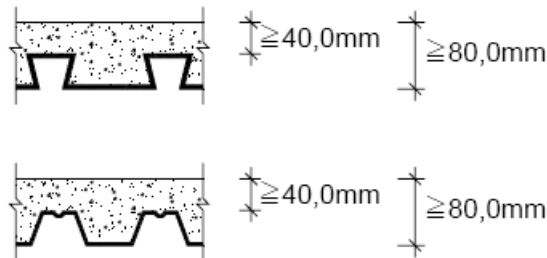


Figura 5. Espessura da laje. (“Lajes mistas,” n.d.)

- b) Caso a laje faça parte de uma viga mista ou é utilizada como diafragma, a espessura total não deve ser inferior a 90 mm e h_c não deve ser inferior a 50 mm.

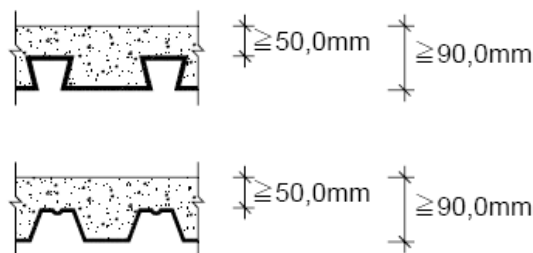


Figura 6. Espessura da laje. (“Lajes mistas,” n.d.)

- c) A área de armadura de distribuição mínima em cada uma das duas direções não deverá ser inferior a $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ e deverá ser colocada na espessura h_c . O espaçamento dos varões da armadura de distribuição não deverá exceder o menor dos valores: h_c e 350 mm.

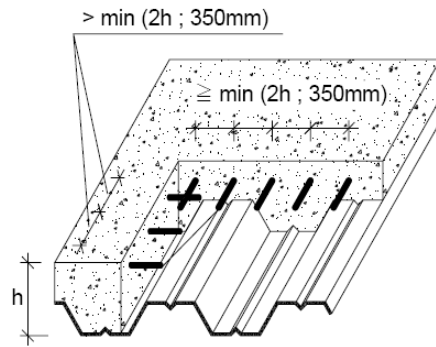


Figura 7. Área da armadura. (“Lajes mistas,” n.d.)

- Condições de apoio: o comprimento dos apoios deve ser o suficiente de modo a evitar danos na laje mista e nos apoios, que permita que a fixação da chapa perfilada aos apoios seja feita sem danos destes e para impedir a ocorrência de colapso resultante de um movimento acidental durante a construção.

Ao nível das condições de apoio de cada chapa perfilada, os seus comprimentos l_{bc} e l_{bs} não deverão ser inferiores aos seguintes valores:

- para lajes mistas sobre apoios de aço ou betão:
$$\begin{cases} l_{bc} \geq 75mm \\ l_{bs} \geq 50mm \end{cases}$$
- para lajes mistas sobre apoios de outros materiais:
$$\begin{cases} l_{bc} \geq 100mm \\ l_{bs} \geq 70mm \end{cases}$$

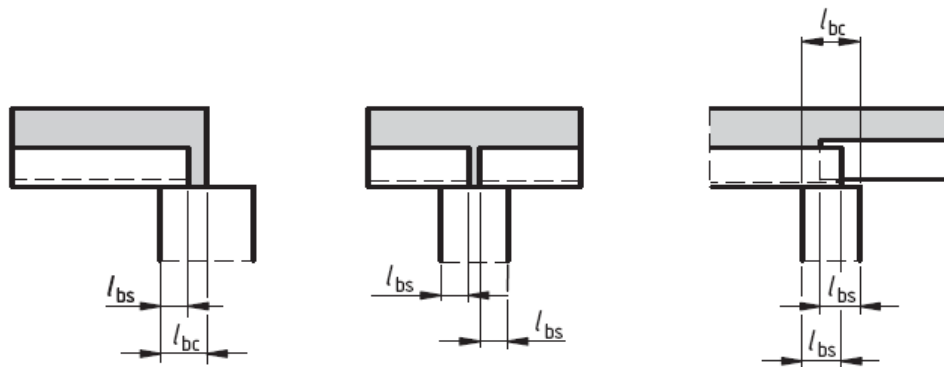


Figura 8. Limites dos comprimentos dos apoios (“Lajes mistas,” n.d.).

2.4. Proteção ao fogo

A *EN 1994-1-2*, Secção 2.1.2 estabelece os seguintes critérios de verificação ao fogo: Critério E (estanquidade), Critério I (isolamento térmico) e Critério R (estabilidade). Na Secção 4.3.2 deste Eurocódigo, as lajes mistas com chapa perfilada sem proteção especial ao fogo e desde que dimensionadas de acordo com a *EN 1994-1-1*, apresentam uma resistência ao fogo de pelo menos 30 minutos quando se usa o critério R. Para além disso, o critério E ou de estanquidade é automaticamente cumprido, sendo apenas necessário, verificar para estas lajes, os critérios I e R. O critério R só necessita de ser verificado, caso a resistência exigida seja superior a 30 minutos.

A resistência mecânica do aço diminui com o aumento da temperatura, sendo necessário a adoção de medidas adequadas de proteção ao fogo para estruturas realizadas com aço, de modo a que estas satisfaçam as exigências regulamentares. Estas medidas visam a redução da taxa de aquecimento dos elementos, conseguida através do aumento da massa de aço dos elementos estruturais ou pela utilização de materiais de proteção térmica (proteção passiva).

Os vários métodos e sistemas de proteção utilizados encontram-se representados na Figura 9 e podem ser agrupados da seguinte forma:

- Proteção envolvendo o elemento, através da pintura intumescente, materiais projetados, envolvimento por betão ou proteção em caixão;
- Proteção com resguardos ou ecrãs;
- Irrigação do aço.

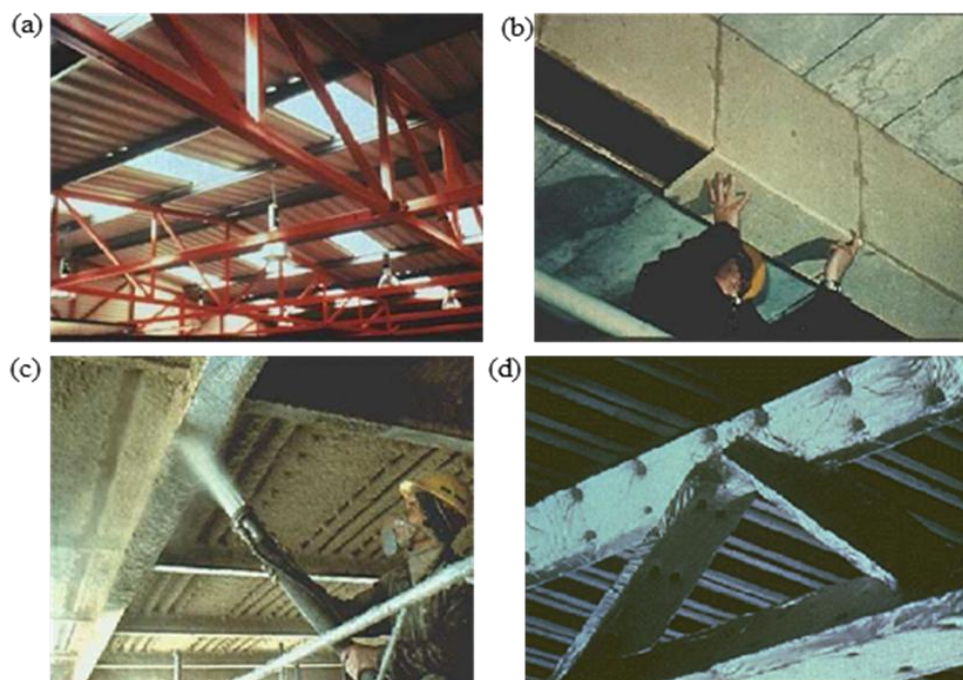


Figura 9. Sistemas de proteção térmica: (a) pintura intumescente; (b) revestimento em placas; (c) revestimento projetado e (d) aplicação de mantas (Vila Real, 2003).

Os materiais utilizados na proteção do elemento, para além de serem bons isolantes térmicos, isto é com uma baixa condutividade térmica, ou uma grande capacidade térmica, devem ainda ter boa resistência a choques e impactos e boa aderência aos elementos a proteger, de modo a evitar a sua separação provocada pelo aumento da temperatura ou excessiva deformação da estrutura (Vila Real, 2003).

3. ENSAIOS DE FOGO DE CARDINGTON

Em Setembro de 1996, no *Building Research Establishment's Laboratory* de Cardington, Reino Unido ficou concluído um programa de ensaios de fogo. Os testes foram realizados num prédio de oito andares composto por secções de aço que tinha sido projetado e construído como um típico edifício de escritórios. O objetivo dos testes foi investigar o comportamento de uma estrutura real, sob condições de fogo reais e reunir informação suficiente para o projeto de segurança estrutural contra incêndio passar de uma abordagem prescritiva, baseada no comportamento dos elementos isolados, para uma abordagem baseada no desempenho do edifício com interação entre os vários elementos que o compõem.

3.1. Descrição do edifício ensaiado

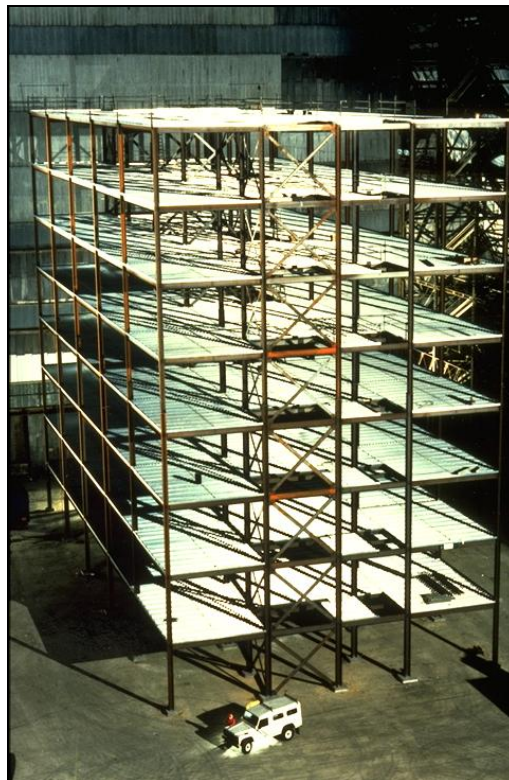


Figura 10. Estrutura do edifício ensaiado no BRE, Cardington (Vassart & Zhao, 2012).

O edifício ensaiado representado na Figura 10 foi concebido para ser um exemplo típico do tipo de estrutura e dos níveis de carga que são normalmente encontrados no Reino Unido.

Em planta, o edifício cobre uma área de 21 m x 45 m e uma altura total de 33 m. As vigas foram projetadas como simplesmente apoiadas, atuando em conjunto com uma laje de 130 mm. Normalmente, a um edifício deste tipo seria exigido 90 minutos de resistência ao fogo. A carga do edifício foi simulada recorrendo a sacos de areia uniformemente distribuídos em cada andar.

Havia dois projetos no programa de investigação: um financiado pela *Corus* (antiga *British Steel*) e da Comunidade Europeia do Carvão e do Aço (*ECSC*), o outro financiado pelo governo britânico, através do *Building Research Establishment (BRE)*. Outras organizações envolvidas no programa de pesquisa incluíram a Universidade de Sheffield, TNO (Holanda), CTICM (França) e *The Steel Construction Institute*. (Vassart & Zhao, 2012)

3.2. Ensaios de fogo

Os ensaios de fogo decorreram entre Janeiro de 1995 e Julho de 1996, sendo realizados seis ensaios em situação de incêndio: viga restringida, pórtico plano, compartimentos de canto, compartimento de grandes dimensões e incêndio natural num escritório. A localização de cada ensaio encontra-se ilustrada na Figura 11.

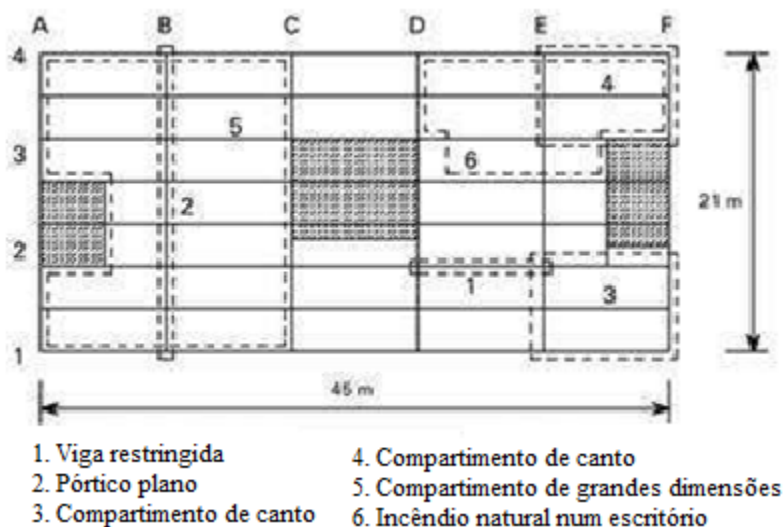


Figura 11. Localização dos ensaios (Vassart & Zhao, 2012).

O Teste 1 envolveu o aquecimento de uma viga secundária e toda a laje circundante, estando a viga sem proteção contra incêndio. O objetivo deste teste foi comparar o

comportamento estrutural da viga como parte do edifício, com o ensaio de uma viga isolada sujeita a incêndio padrão.

O Teste 2 foi realizado numa estrutura plana abrangendo todo o andar do edifício, em que as vigas primárias e as ligações foram deixadas sem proteção ao fogo enquanto os pilares foram protegidos até à parte inferior da viga. O objetivo deste ensaio era o de fornecer dados experimentais para verificar a capacidade de programas desenvolvidos de análise do comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio.

Os Testes 3, 4 e 5 envolveram compartimentos de vários tamanhos sujeitos a incêndio natural, em que as vigas exteriores, pilares e respetivas ligações foram protegidas, ao contrário das vigas internas, secundárias e ligações que se mantiveram sem proteção. Estes testes tiveram como objetivos a investigação do comportamento da laje mista e as interações entre os diferentes elementos estruturais de aço.

3.2.1. Teste 1: Viga restringida

O teste foi realizado no sétimo andar do edifício, tendo sido construído um forno a gás com 8 m de comprimento por 3 m de largura, com a finalidade de aquecer a viga secundária (D_2/E_2) a meio vão, mantendo as ligações relativamente frias. O objetivo do ensaio foi o de investigar o comportamento de uma viga aquecida rodeada por uma laje de piso sem aquecimento e estudar o efeito de restrição dos elementos não aquecidos da estrutura.

Para isso, a viga foi aquecida entre 3° C e 10 ° C por minuto até temperaturas próximas de 900 ° C. Quando o banzo inferior da viga atingiu a temperatura máxima registada de 875.°C, a deformação a meio vão da mesma foi de 232 mm (vão/39), como se encontra ilustrado na Figura 12. Durante o arrefecimento, esta deformação recuperou para 113 mm.

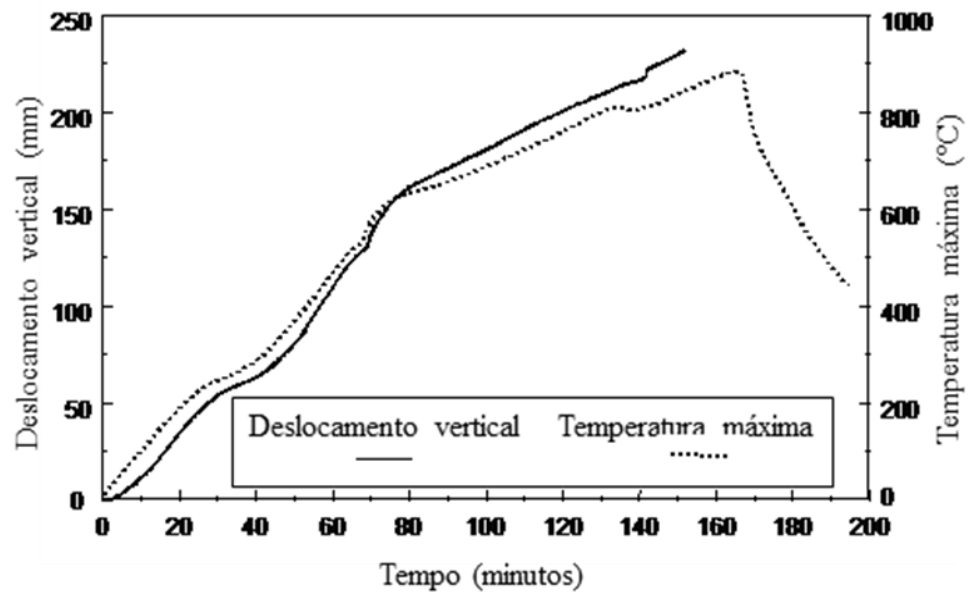


Figura 12. Deslocamento vertical e temperatura máxima registados (Vassart & Zhao, 2012).

A Figura 13 compara o comportamento desta viga e uma similar sem proteção ao fogo testada num ensaio de incêndio padrão sob uma carga semelhante. O deslocamento típico de vigas simplesmente apoiadas no ensaio padrão não ocorreu para a viga do Ensaio 1, apesar de à temperatura de 900°C, o aço estrutural reter apenas cerca de 6% da sua tensão de cedência, à temperatura ambiente.

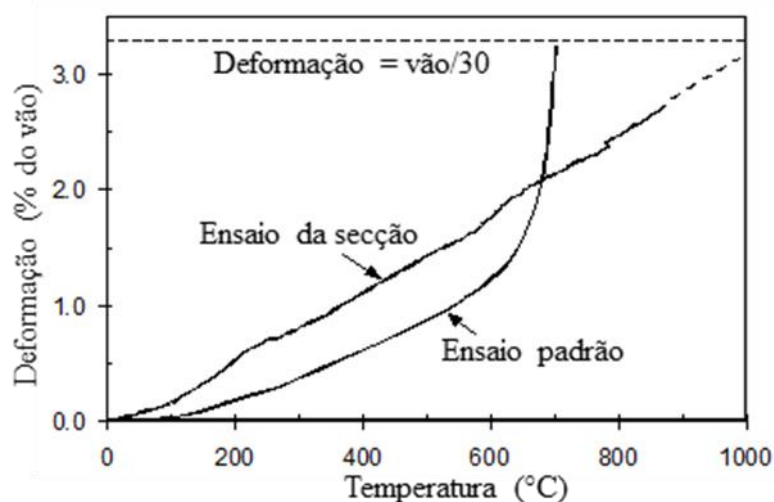


Figura 13. Comparação entre o deslocamento vertical e temperatura máxima registados no ensaio de incêndio padrão e a viga ensaiado no Teste 1 (Vassart & Zhao, 2012).

Durante o ensaio, ocorreu encurvadura local em ambas as extremidades da viga, como se pode visualizar na Figura 14.



Figura 14. Encurvadura no banzo na viga ensaiada (Vassart & Zhao, 2012).

Uma inspeção à viga após o ensaio mostrou que a ligação por chapa de extremidade em ambos os lados da viga tinha fraturado, próximo, mas fora da zona de ação do calor. Isto ocorreu devido à contração térmica da viga durante o arrefecimento, o que originou forças de tração muito elevadas. Embora a placa tenha registado tensões devido ao esforço transversal num dos lados, este mecanismo aliviou as tensões de tração induzidas, com a placa, do outro lado da viga a reter a sua integridade e assim, proporcionar capacidade de resistência ao corte da viga. A fratura da placa indica que, durante o arrefecimento, a rotura progrediu ao longo de um período de tempo, em vez de uma fratura súbita.

3.2.2. Teste 2: Pórtico plano

Este teste foi realizado num pórtico plano que consiste em quatro pilares e três vigas principais abrangendo toda a largura do edifício na linha de grelha B, como mostrado na Figura 11. Foi construído um forno a gás com blocos de betão com 21 m de comprimento x 2,5 m de largura x 4.0 m de altura, ao longo da largura total do edifício. As vigas principais e secundárias, em conjunto com a parte inferior do piso, foram deixadas sem proteção ao fogo. Os pilares foram protegidos até à altura de instalação do teto falso, resultando em 800 mm do topo dos pilares, incluindo as ligações, que ficaram sem proteção contra

incêndio. A velocidade do deslocamento vertical a meio vão da viga de aço com 9 m de vão, aumentou rapidamente entre os 110 e 125 minutos, como demonstra a Figura 15. Isto ocorreu por deslocamentos verticais nos pilares de apoio.

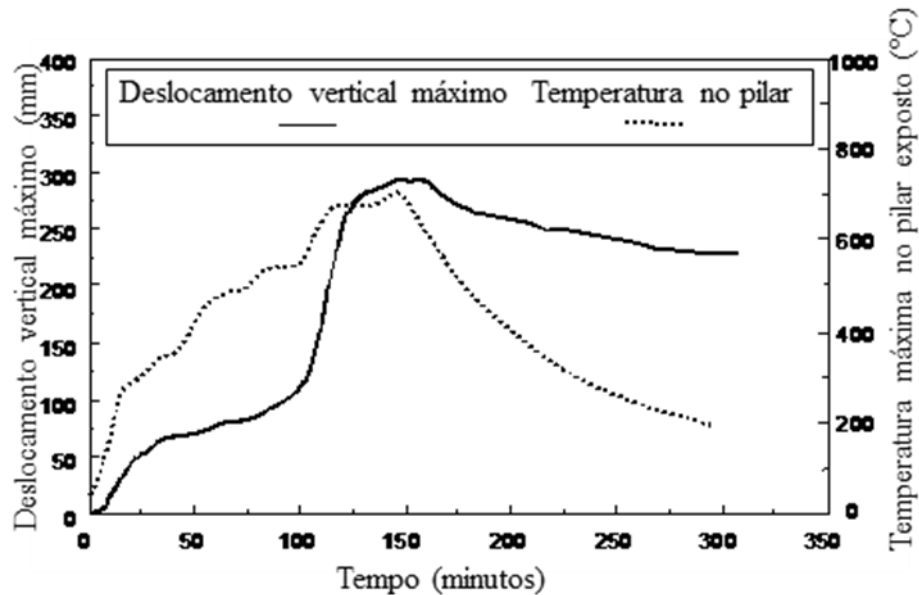


Figura 15. Deslocamento vertical máximo e temperatura da secção exposta do pilar interno (Vassart & Zhao, 2012).

As áreas expostas dos pilares interiores sofreram esmagamento de aproximadamente 180 mm, representado na Figura 16.



Figura 16. Esmagamento do topo do pilar (Vassart & Zhao, 2012).

A temperatura da parte exposta do pilar foi de aproximadamente 670°C quando ocorreu a encurvadura local. A redução da altura do pilar, resultado desta encurvadura provocou uma

deformação permanente de cerca de 180 mm em todos os andares acima do compartimento de incêndio. Para evitar esse comportamento, os pilares ensaiados posteriormente foram protegidos em toda a sua altura.

Em ambos os lados das vigas principais, as vigas secundárias foram aquecidas ao longo de um comprimento de aproximadamente 1,0 m. Após o ensaio, verificou-se que muitos dos parafusos nas ligações da placa tinham fraturado por esforço transversal num lado da viga principal, como ilustrado na Figura 17.



Figura 17. Rotura por esforço transversal da ligação à viga primária (Vassart & Zhao, 2012).

De uma maneira semelhante à rotura da chapa no Ensaio 1, os parafusos sofreram corte, devido à contração térmica da viga durante o seu arrefecimento. Esta contração térmica gerou forças de tração muito elevadas, que foram aliviadas logo que os parafusos cederam por esforço transversal num dos lados da viga principal.

3.2.3. Teste 3: Compartimento de canto 1

O objectivo deste ensaio foi o de investigar o comportamento de um sistema de piso completo e, em particular a ação de membrana do piso proporcionando caminhos de carga alternativos, à medida que as vigas de suporte perdem resistência. Para isso, construiu-se um compartimento de 10 m de largura por 7,6 m de profundidade num canto do primeiro andar do edifício (E_2/F_1 na Figura 11), usando blocos de betão. Todos os pilares, ligações

viga-pilar e vigas de extremidade tinham proteção ao fogo. A carga de incêndio foi de 45 kg/m^2 , na forma de paletes de madeira. Esta carga de incêndio é bastante elevada e é equivalente ao quantilho de 95% da carga para edifícios de escritórios. Cálculos de engenharia de segurança contra incêndios são normalmente baseados no quantilho de 80% da carga. A ventilação foi garantida por uma única abertura de 6,6 m de largura por 1,8 m de altura. O pico de temperatura atmosférica registrado no compartimento foi de 1071°C .

A temperatura máxima no aço foi de 1014°C , registrado no interior da viga na linha de grelha 2 (E_2/F_2 na Figura 11). O deslocamento vertical máximo de 428 mm (menor que $v_{\text{lím}}/20$) ocorreu no centro da viga secundária, com uma temperatura de pico de 954°C . No arrefecimento, esta viga recuperou para um deslocamento permanente de 296 mm. As variações de deformação e temperatura com o tempo são mostrados na Figura 18

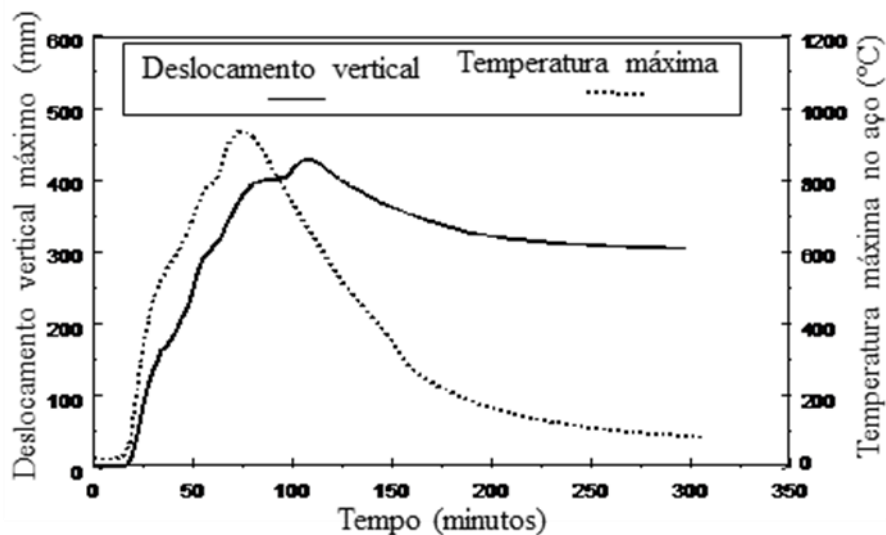


Figura 18. Deslocamento vertical máximo e temperatura na viga secundária (Vassart & Zhao, 2012).

Todo o material combustível dentro do compartimento foi consumido pelo fogo. A estrutura teve um comportamento aceitável, sem sinais de colapso, como mostrado na Figura 19



Figura 19. Estado da estrutura após o ensaio (Vassart & Zhao, 2012).

De realçar que ocorreu encurvadura próximo de algumas ligações viga-pilar, mas ao contrário do Teste 2 os parafusos nas ligações não sofreram rotura por esforço transversal. Isto pode indicar que não se desenvolveram forças de tensão elevadas ou que a ligação tinha ductilidade suficiente para lidar com os deslocamentos de tração ocorridos.

3.2.4. Teste 4: Compartimento de canto 2

Este teste foi realizado no segundo andar, num compartimento de canto (E_4/F_3 indicado na Figura 11), com uma área de 54 m^2 . Os limites internos do compartimento sobre as linhas de grelha E e 3 representado na Figura 11 foram construídos com estrutura metálica leve em aço galvanizado com placa de resistência ao fogo. A estrutura metálica foi especificada para ter 120 minutos de resistência ao fogo, com uma deformação de 15 mm. O compartimento ensaiado encontra-se limitado por uma parede existente de blocos de alvenaria na parede de empena na linha de grelha F e uma parede exterior, linha de grelha 4, que foi envidraçada 1 m acima dos blocos de alvenaria. O compartimento estava totalmente isolado, com todas as janelas e portas fechadas. Os pilares foram protegidos contra incêndio até à parte inferior da laje de piso, incluindo as ligações mas, ao contrário de Teste 3, a viga de padieira (E_4/F_4) foi deixada sem proteção ao fogo. A carga de incêndio de 40 kg/m^2 foi simulada através de paletes de madeira.

O desenvolvimento do incêndio foi largamente influenciado pela falta de oxigênio dentro do compartimento, que após um aumento inicial na temperatura, o fogo cessou e continuou a arder lentamente sem chama, até que, depois de 55 minutos, os bombeiros intervieram para ventilar o compartimento através da remoção de um único painel de vidro. Isto resultou num pequeno aumento da temperatura seguido por um decréscimo. Um segundo painel, logo acima do primeiro, foi quebrado aos 64 minutos e as temperaturas começaram a subir de forma constante até que entre os 94 e 100 minutos o vidro restante partiu. Isto iniciou um aumento acentuado de temperatura que continuou com o desenvolvimento do incêndio, registrando-se uma temperatura máxima no centro do compartimento de 1051°C após 102 minutos, como ilustrado na Figura 20. A temperatura máxima no aço de 903°C foi registrada após 114 minutos no banzo inferior da viga secundária central.

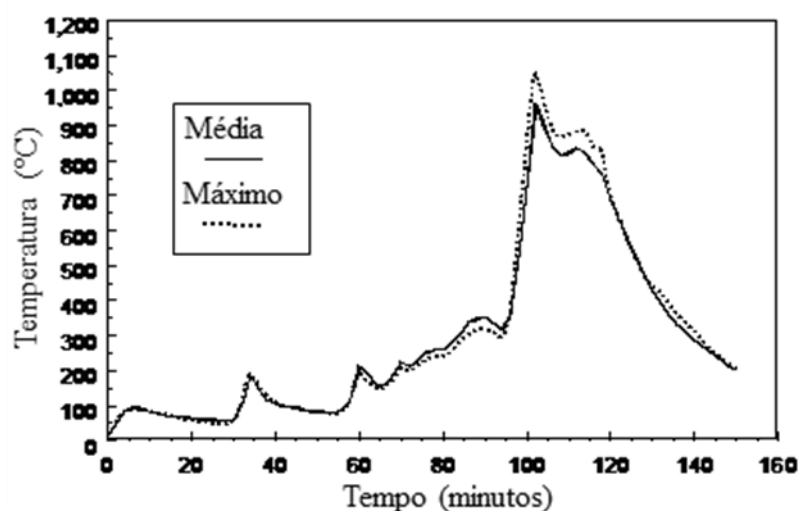


Figura 20. Temperaturas registradas no Teste 4 (Vassart & Zhao, 2012).

O deslocamento máximo da laje foi de 269 mm e ocorreu no centro do compartimento, após 130 minutos do início do incêndio. Este recuperou para 160 mm após o incêndio.

Observou-se que durante o incêndio a viga de extremidade sem proteção térmica, localizada na linha de grelha 4 representada na Figura 11 estava completamente envolvida no incêndio. No entanto, a temperatura máxima nesta viga foi 680°C, o que é relativamente baixo em comparação com a temperatura registrada nas vigas internas, como mostrado pela Figura 21. O deslocamento máximo da viga extrema foi de 52 mm, registrada após 114 minutos. Este pequeno deslocamento foi atribuído ao apoio adicional fornecido pelas

colunas que servem de apoio à parede de alvenaria, que atuaram em tração durante o ensaio.

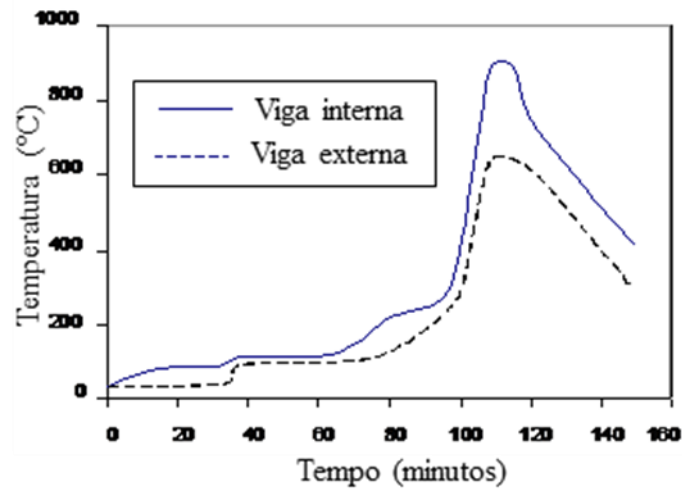


Figura 21. Temperatura máxima registrada no banco das vigas internas e externas (Vassart & Zhao, 2012).

As paredes de compartimento internas foram construídas diretamente sobre as vigas sem proteção ao fogo e apresentaram um bom desempenho, com a sua estanquidade intacta durante a duração do ensaio. Após removida a parede, verificou-se que uma das vigas sofreu encurvadura lateral ao longo de todo o seu comprimento. Isto ocorreu devido ao elevado gradiente térmico através da secção transversal da viga (causada pelo posicionamento da parede do compartimento), juntamente com uma elevada restrição à expansão térmica.

Não ocorreu encurvadura local, em nenhuma das vigas, e as ligações não mostraram nenhum sinal característico de forças de tração elevadas que foram vistos durante o arrefecimento noutros testes.

3.2.5. Teste 5: Compartimento de grandes dimensões

Este ensaio foi realizado entre o segundo e terceiro andares, com o compartimento de incêndio estendendo-se a toda a largura do edifício, com uma área total de 340 m².

A carga de incêndio de 40 kg/m² foi fornecida por paletes de madeira dispostas uniformemente sobre a área de piso. O compartimento foi construído por montagem de uma parede de gesso cartonado resistente ao fogo ao longo de toda a largura do edifício e

pela construção de proteção adicional para o poço de elevador. Também foram instalados vidros duplos nos dois lados do edifício, com o terço médio do vidro deixado aberto em ambos os lados do edifício. Todas as vigas de aço, incluindo as vigas externas, foram deixadas sem proteção ao fogo. Os pilares internos e externos foram protegidos contra incêndio até às ligações, incluindo-as.

A condição de ventilação regulou a severidade do fogo, em que houve um aumento inicial rápido da temperatura, até que o vidro foi destruído, criando grandes aberturas em ambos os lados do edifício. A grande área de ventilação em dois lados opostos do compartimento deu origem a um fogo de longa duração, mas com temperaturas menores do que as esperadas. A temperatura máxima atingida foi de 746 C, com uma temperatura máxima no aço de 691°C, registada no centro do compartimento. As temperaturas registadas no compartimento são mostradas na Figura 22, enquanto o resultado final da estrutura, ficando visível que ocorreu a ação de membrana na laje, encontra-se registado na Figura 23.

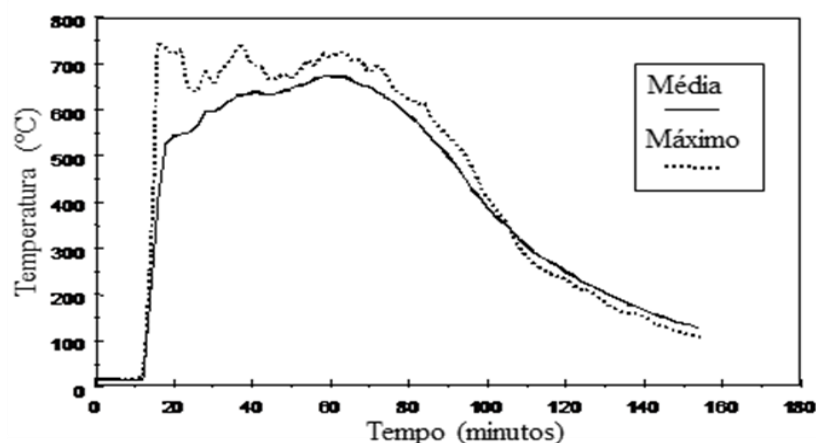


Figura 22. Temperaturas máxima e média registadas (Vassart & Zhao, 2012).



Figura 23. Deformação da estrutura após o incêndio (Vassart & Zhao, 2012).

O deslocamento máximo da laje atingiu um valor de 557 mm, que recuperou para 481 mm quando a estrutura arrefeceu.

Uma extensa encurvadura local ocorreu próxima das ligações entre vigas. No arrefecimento, uma quantidade de ligações de extremidade fraturaram num lado da laje. Num dado instante, a alma do perfil separou-se da laje extrema, de tal modo que a ligação aço-aço não teve capacidade de resistência ao corte, provocando grandes fissuras no piso misto acima desta ligação, mas não ocorreu colapso, com o esforço transversal da viga a ser suportado pela laje de piso misto.

3.2.6. Teste 6: Incêndio natural num escritório

O objetivo deste teste foi demonstrar o comportamento estrutural num cenário real de incêndio.

Um compartimento de 18 m de largura e até 10 m de profundidade, com uma área de 135 m², foi construído utilizando blocos de betão. O compartimento representou um escritório aberto e continha uma série de postos de trabalho que consiste em mobiliário moderno, computadores e sistemas de arquivamento, como representado na Figura 24. As condições do ensaio foram estabelecidas para criar um fogo muito grave por incorporação adicional de paletes de madeira / plástico de modo a criar uma carga de incêndio total de 46 kg/m² (menos de 5% dos escritórios excedem este nível) e por limitação da área da janela ao mínimo permitido por regulamentos de edifícios de escritórios. A carga de

incêndio foi constituída por 69% de madeira, 20% de plástico e 11% de papel. A área total das janelas foi de 25,6 m² (19% da área do piso) e a parte central de cada janela, num total de 3,11 m², não foi envidraçada, com o objectivo de criar as condições de ventilação mais pessimistas no início do teste.



Figura 24. Compartimento de ensaio (Vassart & Zhao, 2012).

Dentro do compartimento, os pilares e as ligações viga-pilar foram protegidos contra incêndio, ao contrário das vigas primárias e secundárias, incluindo todas as ligações entre vigas que permaneceram totalmente expostas.

A temperatura máxima registada foi 1213°C e a temperatura média máxima foi de aproximadamente 900°C, tal como mostrado pela Figura 25. A temperatura máxima do aço sem proteção foi de 1150°C.

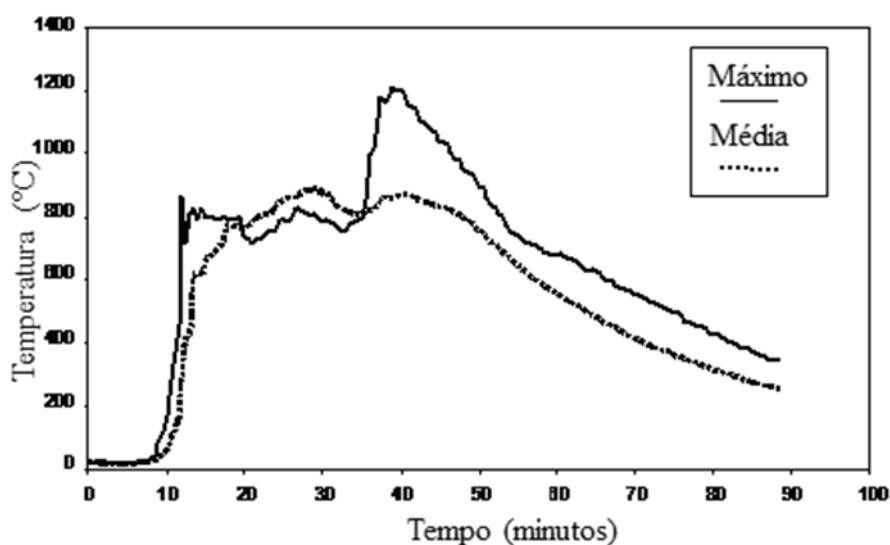


Figura 25. Temperaturas máxima e média registadas (Vassart & Zhao, 2012).

O deslocamento vertical máximo foi 640 mm, que recuperou para uma deformação permanente de 540 mm durante o arrefecimento, como mostra a Figura 26.

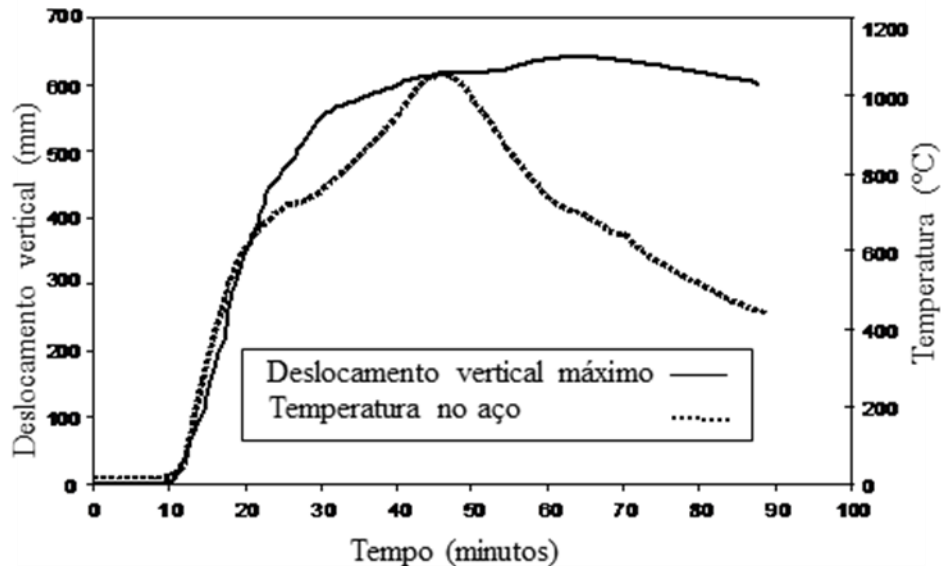


Figura 26. Temperatura máxima no aço e deslocamento vertical máximo registado (Vassart & Zhao, 2012).

A temperatura de pico nas vigas de padieira, sobre as janelas, foi 813°C. Todo o material combustível no compartimento foi completamente queimado, incluindo o conteúdo dos armários. Relativamente à parte traseira do compartimento, a laje de piso deformou e apoiou-se na parede de blocos de betão. A estrutura não mostrou sinais de rotura.

Uma visão externa do incêndio perto do seu pico encontra-se na Figura 27.



Figura 27. Vista externa do incêndio (Vassart & Zhao, 2012).

A estrutura após o fogo é mostrada na Figura 28

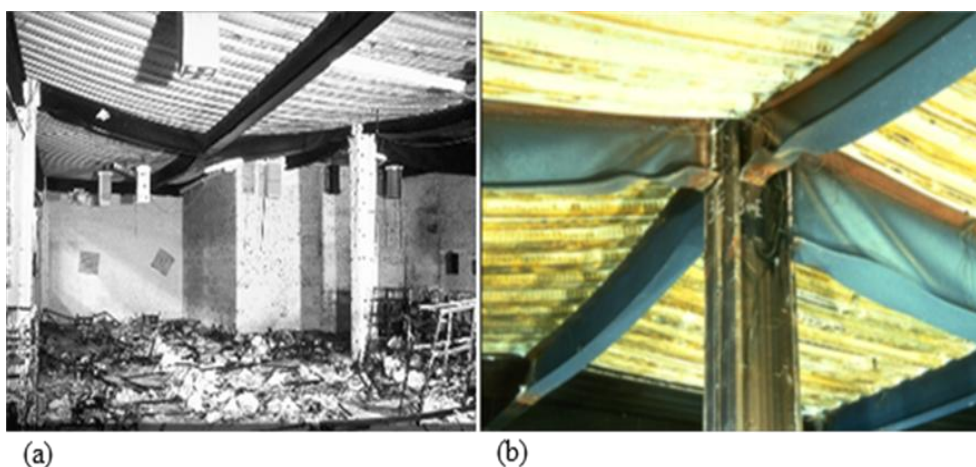


Figura 28. Resultado final da estrutura após o incêndio: (a) ocorrência do efeito de membrana no piso; (b) encurvadura das vigas (Vassart & Zhao, 2012).

Durante o teste, a laje de pavimento fissurou em torno de um dos pilares, como verificado na Figura 29. Estas fissuras ocorreram durante a fase de arrefecimento, perto da ligação da viga de aço ao pilar. Uma investigação da laje após o teste mostrou que a armadura não tinha sido corretamente sobreposta.

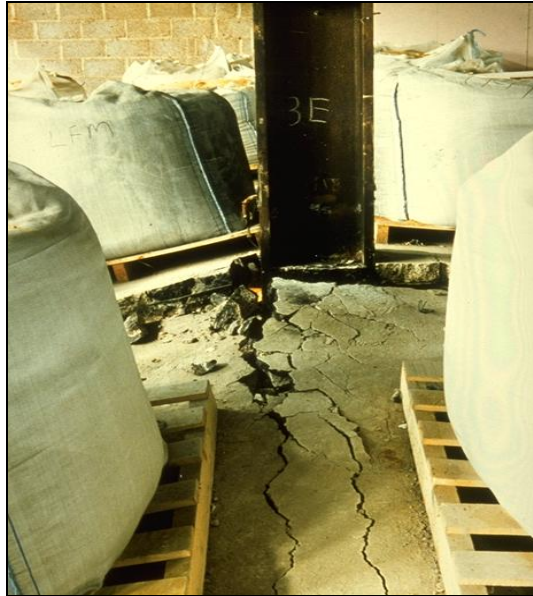


Figura 29. Laje de piso fissurada numa zona em que as armaduras não estavam corretamente amarradas (Vassart & Zhao, 2012).

3.3. Comentário geral aos resultados dos ensaios

Em todos os ensaios, a estrutura apresentou um comportamento aceitável com a estabilidade estrutural a manter-se após os incêndios.

Como esperado, o desempenho do edifício durante o incêndio foi bastante diferente do comportamento verificado em ensaios de fogo padrão a elementos estruturais isolados. Quando se considera o comportamento total do edifício, torna-se notável que ocorrem interações e mudanças nos mecanismos de suporte e distribuição de cargas, que dominam o seu comportamento e que os ensaios de fogo padrão não conseguem reproduzir e a abordagem prescritiva baseada neste ensaio não consegue explicar. Para isso, foi criado o Método de Cálculo Simplificado ou Método de Bailey, apresentado em capítulos posteriores.

Os ensaios realizados em Cardington demonstraram que a ação conjunta das secções de aço e das lajes de piso misto fornece uma resistência ao fogo superior à assumida, quando comparada com os resultados dos ensaios de fogo padrão.

4. AÇÃO DE MEMBRANA EM LAJES

Observações de incêndios reais em edifícios e ensaios de fogo à escala real descritos no capítulo anterior, em estruturas com secções de aço mostraram que os edifícios possuem resistência própria ao fogo superior aos valores previstos através de métodos analíticos, o que levou à conclusão de que os métodos convencionais de proteção de todos os elementos de aço são muito conservativos. Durante o incêndio, se forem permitidas deformações elevadas às lajes mistas, estas desenvolvem um sistema de forças equilibrantes, conhecido como ação de membrana (Abu, Burgess, & Plank, 2006).

A ação de membrana em lajes origina forças planas que dependem das condições de apoio do elemento. Consideram-se dois casos, de total restrição ao movimento horizontal e sem restrição, ou seja de uma laje livre (Vassart & Zhao, 2012).

Com restrição total dos limites da laje, a pequena deformação verificada provoca a ação de membrana compressiva. Este comportamento encontra-se ilustrado na Figura 30 para um elemento unidirecional.

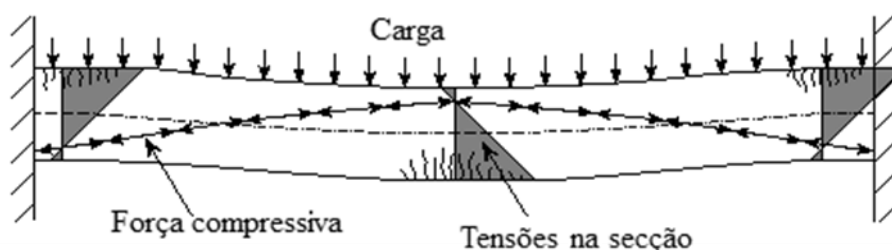


Figura 30. Ação de membrana compressiva numa laje com restrição horizontal (Vassart & Zhao, 2012).

Analisando a Figura 30, verifica-se que se desenvolve uma ação compressiva, desde a superfície inferior do apoio para a superfície superior a meio vão, provocando o aumento da resistência da laje. No entanto, esta ação torna-se instável assim que a magnitude da deformação vertical excede um valor igual a aproximadamente metade da espessura da laje, resultando num rápido decréscimo da resistência. A laje pode então passar a desenvolver a ação de membrana tracionada para grandes deslocamentos (Vassart & Zhao, 2012).

A Figura 31 mostra o efeito da ação de membrana de compressão numa laje restringida. Analisando o gráfico verifica-se que, a carga inicial máxima com deslocamentos menores que a espessura da laje, resulta de uma ação de membrana de compressão. Quando ocorre a rotura por compressão no betão verifica-se uma súbita quebra na capacidade de carga, seguida por um aumento do deslocamento. Portanto, a capacidade de carga aumenta com o aumento da deformação até que a rotura da armadura ocorra.

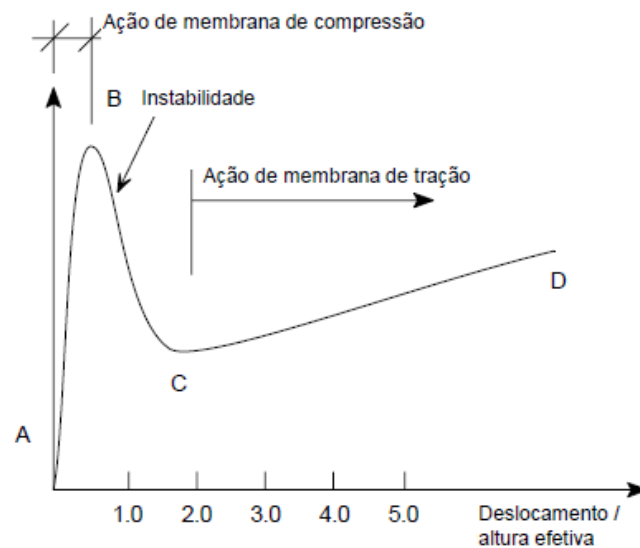


Figura 31. Ação de membrana em laje com restrição periférica no plano (Vassart & Zhao, 2012).

Quando os limites da laje encontram-se livres, como ilustrado na Figura 32, o seu comportamento é diferente do descrito anteriormente.

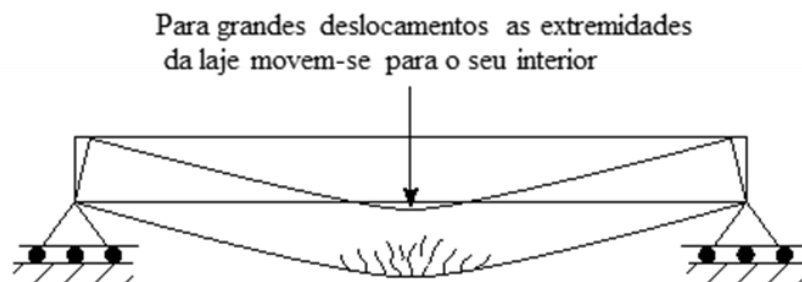


Figura 32. Ação de membrana tracionada numa laje sem restrição horizontal (Vassart & Zhao, 2012).

Neste caso, a ação de membrana compressiva não se pode desenvolver e o comportamento pós-rotura é caracterizado pela ação de membrana tracionada. Para um elemento unidirecional, o elevado deslocamento vertical provoca o encurtamento do elemento, mas se este encurtamento estiver impedido, então irão desenvolver-se forças de tração. Estas forças terão que se desenvolver externamente nos apoios.

No entanto, para uma laje simplesmente apoiada e bidirecional, isto é, uma laje com apoios simples nos quatro lados, as restrições horizontais não são necessárias, enquanto a laje poder desenvolver um sistema interno de forças planas, que tenha o mesmo efeito. Neste caso, a laje suporta a carga pela ação de membrana tracionada que se desenvolve no centro da placa e a ação de membrana compressiva que forma um anel de suporte em redor do perímetro da laje, como representado na Figura 33 (Vassart & Zhao, 2012).

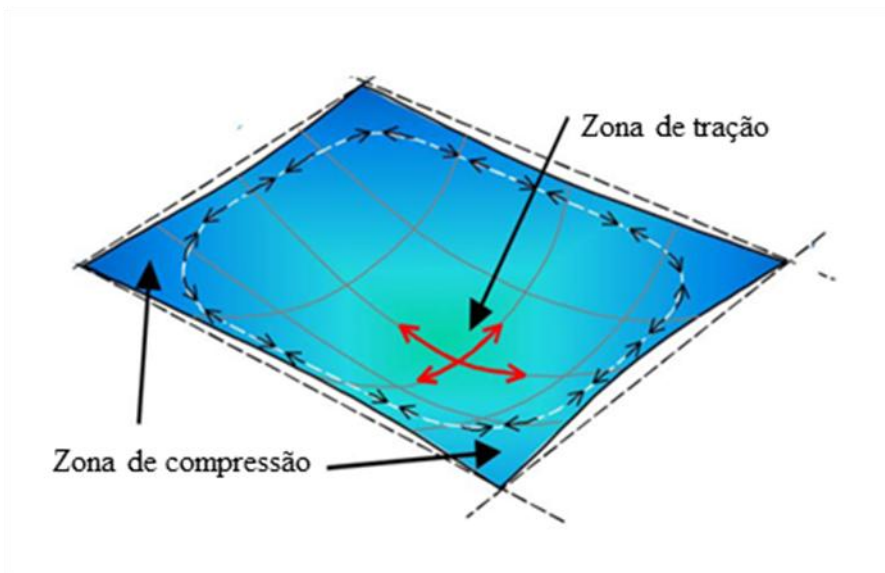


Figura 33. Ação de membrana de uma laje de piso sem restrição horizontal no seu perímetro (C.G. Bailey, 2004).

A Figura 34 mostra uma outra representação do comportamento de uma laje simplesmente armada em duas direções com apoios verticais no seu perímetro e sem restrição a movimentos horizontais, como descrita acima e ilustrada na Figura 33.

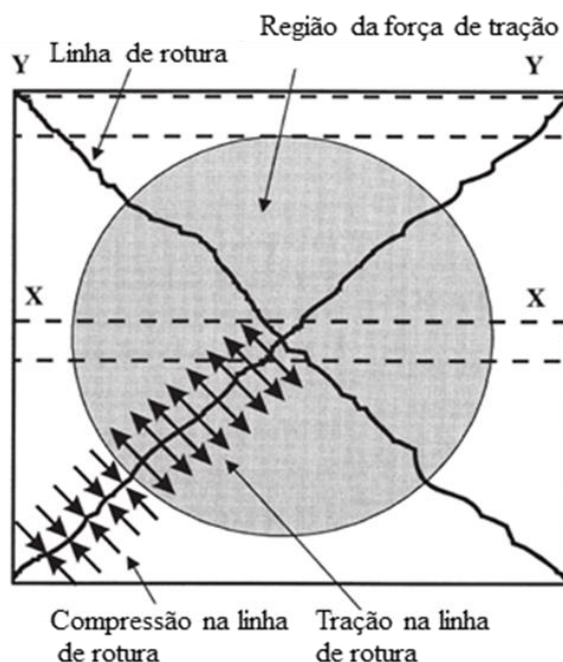


Figura 34. Desenvolvimento das forças de membrana no plano (Vassart & Zhao, 2012).

A faixa denominada X-X localizada no centro da laje vai desenvolver um comportamento de encurtamento na extremidade semelhante ao do elemento unidirecional representado na Figura 32. Por outro lado, a faixa Y-Y, no lado apoiado, não irá deformar e portanto as extremidades não sofrem encurtamento significativo. Numa laje maciça, de modo a manter o equilíbrio do sistema, ocorre interação entre as tiras criando tensões de tração nas zonas X-X e tensões de compressão nas zonas Y-Y. Como este comportamento desenvolve-se nas duas direções, o resultado verificado é uma malha de tração no centro da laje e um anel compressivo à volta do seu perímetro. Estas tensões são adicionadas às tensões de flexão. Portanto, a capacidade de transporte de carga de uma laje sem restrição e com grandes deslocamentos verticais, inclui a ação de membrana tracionada no centro da laje e um aumento dos momentos de rotura nas áreas onde ocorrem tensões de compressão. O desenvolvimento de esforços de tração e compressão no plano vai influenciar os momentos ocorridos nas linhas de rotura da laje, provocando redução na resistência à flexão na zona de tração e acréscimos de resistência à flexão das linhas de rotura na zona de compressão. A esta influência sobre a resistência à flexão soma-se a capacidade de suporte de carga adicional devido à ação de membrana de tração (Vassart & Zhao, 2012).

Como a ação de membrana tracionada desenvolve-se para deslocamentos verticais elevados, a utilização deste comportamento não é prático em condições normais de

trabalho. No entanto, sob condições de acidente, como explosões ou fogo, esta ação corretamente calculada, permite que a estabilidade estrutural do edifício se mantenha. No caso de incêndios acidentais, a ação de membrana tracionada pode ser usada, desde que a deformação elevada da laje de piso, não permita o desenvolvimento do incêndio para fora do compartimento do mesmo (C.G. Bailey, 2004).

4.1. Desenvolvimento da ação de membrana

Como dito anteriormente, a ação de membrana tracionada em lajes de piso irá desenvolver-se em grandes deformações, se existir restrição a deslocamentos horizontais e a periferia da laje não sofrer deslocamentos verticais, permitindo a formação de uma zona de tração no centro da laje e uma zona de compressão no perímetro da mesma, como ilustrado nas Figuras 33 e 34. Por exemplo, considerando a laje de piso representada na Figura 35, que consiste numa laje apoiada por uma grelha de vigas e pilares.

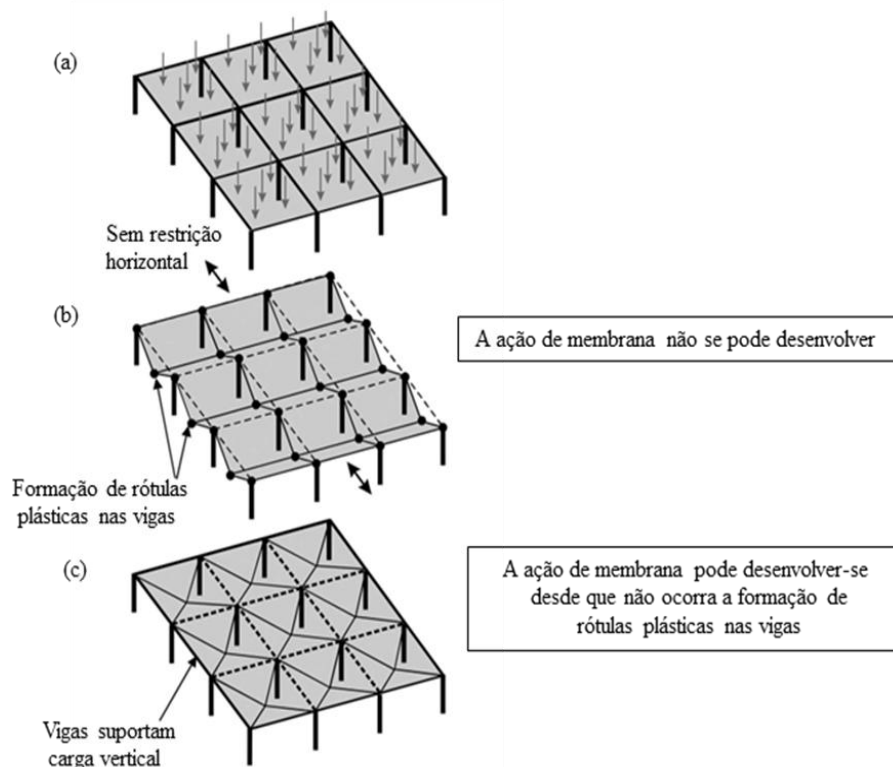


Figura 35. Rotura de flexão da laje de piso sob carga vertical crescente. (a) placa de piso sujeita a carga vertical crescente. (b) rotura da viga e do painel (rotulas plásticas formam-se nas vigas com as linhas de rotura da laje atraídas para as rotulas plásticas. (c) rotura do painel de laje (sem formação de rotulas plásticas nas vigas, um mecanismo de linhas de rotura forma-se em painéis individuais de laje) (C.G. Bailey, 2004).

Se a laje mostrada na Figura 35 (a), é carregada por uma carga vertical uniforme continuamente crescente, são possíveis a ocorrência de dois modos de rotura de flexão. Por um lado, se o cálculo das vigas permitir a formação de rótulas plásticas, como ilustrado na Figura 35 (b), forma-se um mecanismo, que inclui as linhas de rotura ao longo de toda a laje, com a deformação a ocorrer ao longo dessas linhas de rotura. A ação de membrana não se pode desenvolver, uma vez que não existe contenção contra o movimento lateral, embora, a ação de catenária das vigas possa desenvolver-se se os pilares externos forem calculados para resistir às forças horizontais resultantes. Por outro lado, se as vigas da laje de piso são calculadas de modo a que não se formem rótulas plásticas, a resistência à flexão última será controlada pelo comportamento do painel de laje individual, representado na Figura 35 (c). Para este mecanismo de flexão, desde que cada painel esteja apoiado verticalmente ao longo do seu perímetro, a ação de membrana pode ocorrer na laje, independentemente do facto de existir restrição horizontal ao longo da extremidade de cada painel ou não. Se a ação de membrana está incluída no cálculo, as vigas de suporte em torno do perímetro dos painéis, devem ser capazes de suportar a carga vertical sem a formação de rótulas plásticas. Caso as rótulas plásticas se formem depois do desenvolvimento da ação de membrana na laje, o mecanismo originado pelo comportamento da laje mostrado na Figura 35 (c) irá mudar para o mecanismo representado na Figura 35 (b) ocorrendo o colapso estrutural do sistema, exceto se a grelha das vigas suportar a carga em ação catenária, com uma restrição lateral adequada fornecida pelos pilares externos (C.G. Bailey, 2004).

4.2. Resistência da ação de membrana ao fogo

Na sequência dos ensaios de Cardington, foi desenvolvido o Método de Cálculo Simplificado para prever a capacidade de suporte de cargas de lajes mistas ao fogo, introduzindo a ação de membrana tracionada

O método de cálculo desenvolvido por Bailey (C.G. Bailey, 2004) consiste em dividir a laje de piso em painéis quadrados ou retangulares, como exemplificado na Figura 36. No interior de cada painel as vigas de aço não estão protegidas contra a ação do fogo, enquanto as vigas em redor de cada painel apresentam essa proteção.

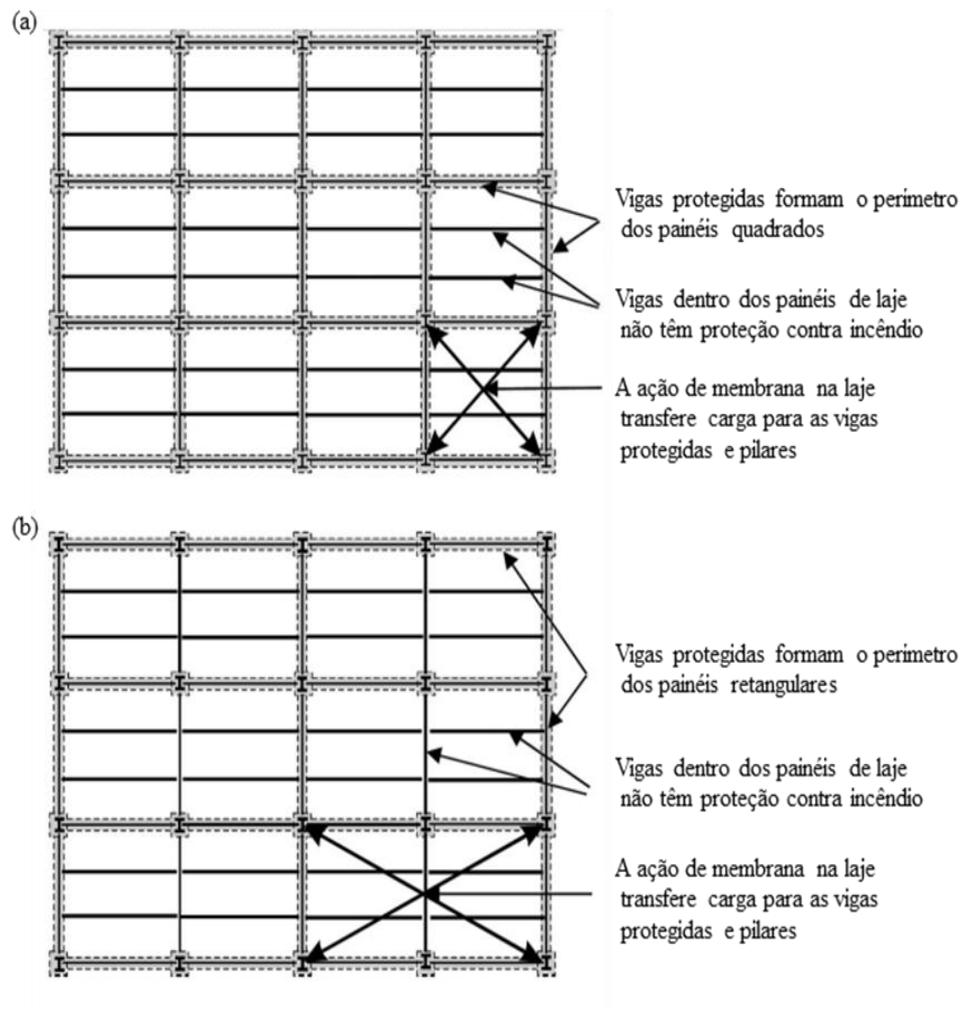


Figura 36. Divisão da laje de piso em painéis de laje. Laje de piso dividida em (a) painéis quadrados e (b) painéis de laje retangulares (C.G. Bailey, 2004).

Durante o incêndio, a ação de membrana de tração é mobilizada na laje mista permitindo que a carga estática seja transferida das vigas interiores sem proteção ao fogo para as vigas protegidas que formam o perímetro dos painéis de laje.

No entanto, desenvolvem-se momentos negativos elevados no apoio vertical fornecido pelas vigas protegidas que juntamente com as forças de membrana na laje de piso irão geralmente conduzir à rotura da armadura nesta área. O painel de laje é depois tratado com uma laje simplesmente apoiada, sem restrição horizontal, mas apoiado verticalmente ao longo das suas extremidades (Abu & Burgess, 2010).

Devido à baixa resistência do aço ao calor, a contribuição da chapa de aço para a capacidade da laje de betão é insignificante. Os ensaios também mostraram que a chapa de aço separa-se do betão a temperatura elevada (Abu et al., 2006).

A ação de membrana baseia-se na geometria da laje, e para lajes horizontais um aumento no deslocamento vertical provoca um aumento na capacidade de suporte de cargas. No entanto, o deslocamento vertical da laje deve ser limitado para assegurar que a rotura das armaduras não ocorre. Um ensaio à escala real entretanto realizado por *Bailey et al.* (C.G Bailey, White, & Moore, 2000), numa laje de betão retangular, sem restrição horizontal à volta do seu perímetro, mostrou que as armaduras de aço colocadas no vão maior de uma laje retangular fraturaram, levando à rotura global do sistema. Estes resultados e observações do ensaio, juntamente com todos os dados de ensaios disponíveis, ambos a temperaturas normal e elevadas, levaram à formulação de equações, com o objetivo de limitar o deslocamento vertical máximo permitido à laje. Este deslocamento baseia-se em estimativas das extensões das armaduras e da curvatura térmica da laje (C.G. Bailey, 2003).

4.3. Modo de rotura esperado

As observações dos ensaios em lajes sem restrições revelaram que o padrão das linhas de rotura não sofre alterações quando sujeito a deslocamentos elevados. Também se demonstrou que o último modo de rotura corresponde ao desenvolvimento de fissuras grandes através do menor vão da laje e rotura da armadura (Vassart & Zhao, 2012).

O trabalho analítico anterior tirando partido da ação de membrana tem sido desenvolvido para lajes livres por Wood, Kemp, Taylor, Sawczuk, Hayes, e Bailey e Moore (Vassart & Zhao, 2012).

Wood desenvolveu uma solução para lajes circulares simplesmente apoiadas sujeitas a carga distribuída. Kemp desenvolveu uma solução semelhante, mas para lajes quadradas, onde através de uma solução rígido-plástica rigorosa, calculou a capacidade de flexão da laje através do equilíbrio das regiões rígidas da mesma. Isto permite que a magnitude das forças de membrana e os momentos nas linhas de rotura sejam determinados em função da deformação da laje. A teoria de Kemp demonstrou que a capacidade da laje é função da sua deformação. Ele observou que na prática, a carga de colapso seria atingida quando a fratura da armadura ocorre ou quando o betão nas regiões exteriores comprimidas esmaga, embora o seu modelo não tenta definir este comportamento na resposta da carga deformada.

Na abordagem usada por Sawczuk, a formação da fenda ao longo do menor vão está incluída. Sawczuk identifica que os elementos triangulares rígidos da laje estão sujeitos a momentos no plano devido à variação das forças de membrana ao longo das linhas de rotura. Estimando a resistência à flexão das regiões rígidas, previu o desenvolvimento de rótulas ao longo da linha central da laje e a fendilhação no menor vão. Esta fenda não é permitida pelos métodos desenvolvidos por Taylor e Kemp. O método de Sawczuk baseado na energia, considera duas possíveis fissuras, como mostrado na Figura 37. A conclusão é que o modo de rotura crítico foi causado pela formação de fissuras ao longo do menor vão, na interseção das linhas de rotura, como ilustrado na Figura 37 a).

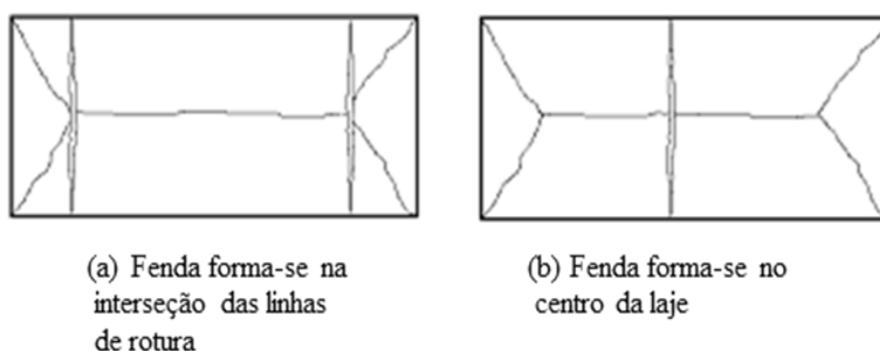


Figura 37. Modos de rotura identificados por Sawczuk (Vassart & Zhao, 2012).

Hayes observou que a análise de Sawczuk implica a presença de forças no apoio, quando na realidade estas forças não podem existir num lado simplesmente apoiado sem restrição. Hayes também observou que nenhum aumento na capacidade de suporte de cargas foi evidente quando se considerou o equilíbrio dos momentos nas regiões rígidas. Hayes começou a desenvolver uma solução para lajes retangulares com armadura ortotrópica, dirigindo as suas críticas ao método de Sawczuk e que estava de acordo com a solução de Kemp para lajes quadradas. No seu método, Hayes também assumiu que as fissuras ao longo do menor vão formam-se na interseção das linhas de rotura. Comparando o seu método com Sawczuk, Hayes concluiu que as diferenças não eram significativas, observando que a melhoria devido aos efeitos de membrana diminui com o aumento da relação geométrica da laje ou com a ortotropia da armadura.

A hipótese de Sawczuk que também foi adotada por Hayes, de que o modo de rotura inclui duas fissuras ao longo do menor vão da laje na interseção das linhas de rotura contradiz a grande maioria dos resultados dos ensaios. Portanto, Bailey e Moore

modificaram o método desenvolvido pela abordagem de Hayes e basearam o seu método de equilíbrio na formação de uma única fissura no centro da laje, sendo este o modo de rotura geralmente observado nos ensaios a temperaturas normal e elevada (Vassart & Zhao, 2012).

A capacidade de suporte de carga numa laje bidirecional simplesmente apoiada, sem restrições a deslocamentos horizontais é maior que a calculada utilizando a normal teoria das linhas de rotura. O aumento da resistência que se verifica é uma consequência das ações de membrana tracionada ocorrida na laje para grandes deslocamentos e do aumento do momento de rotura nas regiões exteriores da laje, com as tensões de compressão a ocorrer ao longo das linhas de rotura (Vassart & Zhao, 2012).

5. MÉTODO DAS LINHAS DE ROTURA

De acordo com o Método de Bailey (Vassart & Zhao, 2012), a capacidade de flexão total da laje mista em condições de incêndio consiste na soma das contribuições de capacidade de suporte das vigas secundárias não protegidas contra incêndio e do mecanismo das linhas de rotura formado na laje melhorado pela ação de membrana, através Equação 1, apresentada a seguir.

$$q_{fi,Rd} = e p_{fi} + q_{fi,Rd,ub} \quad (1)$$

Em que, $q_{fi,Rd}$ é a carga total suportada pelo sistema de laje mista, p_{fi} é a capacidade de flexão da laje obtida pelo Método das Linhas de Rotura, e é o fator de majoração devido à ação de membrana desenvolvida na laje durante o incêndio e $q_{fi,Rd,ub}$ é capacidade de suporte das vigas interiores sem proteção.

5.1. Fases sucessivas do comportamento de lajes

As lajes assumem grande importância como elemento estrutural, uma vez que têm como responsabilidade absorver as cargas dos pavimentos e distribuí-las aos restantes elementos em que se apoiam. As lajes de betão armado quando submetidas a flexão, podem atingir a ruína por esmagamento do betão na compressão ou por rotura das armaduras de tração.

O comportamento de uma laje sujeita a uma carga crescente é caracterizada por diversas fases, como demonstra a Figura 38.

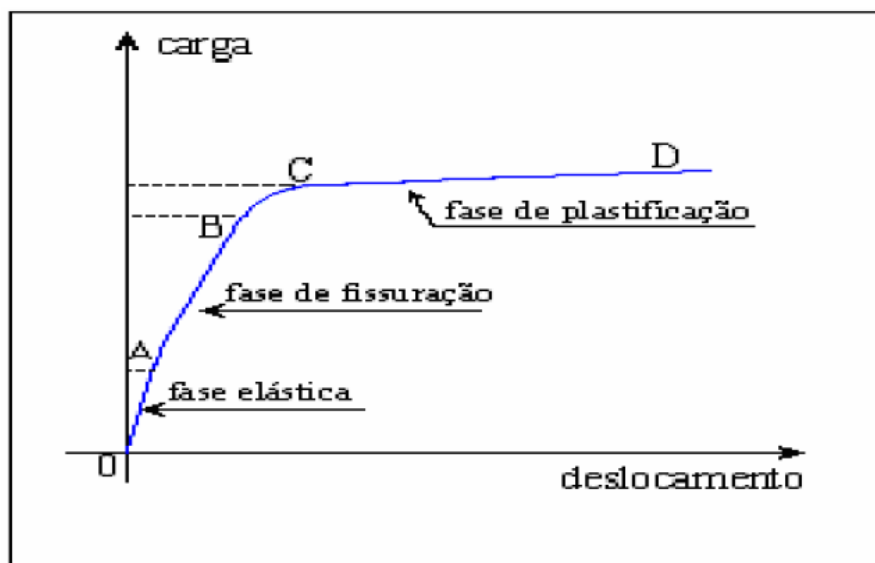


Figura 38. Fases sucessivas do comportamento de uma laje quando sujeita a uma carga uniforme (Bandeira, 2006).

Quando a laje é submetida a uma carga gradualmente crescente, a distribuição dos esforços dá-se, inicialmente, de uma forma elástica, em que a laje comporta-se como um material elástico linear, homogêneo e isotrópico e com as tensões máximas no aço e deformações máximas a ocorrer no centro da laje (zona AO). À medida que a carga aumenta, as zonas mais solicitadas sofrem fissuração, ocorrendo a fase de fendilhação nas zonas tracionadas do betão. A rigidez das zonas fissuradas é reduzida, o que conduz a uma redistribuição dos momentos de flexão (zona AB). Posteriormente, a armadura vai progressivamente cedendo nas zonas onde os momentos são mais elevados, conduzindo à sua plastificação (zona BC). Conforme a carga vai aumentando, outras secções da laje vão plastificar, formando linhas de rotura. Quando o desenvolvimento destas linhas, atinge um estado tal que a laje é transformada num mecanismo, um aumento muito ligeiro da carga conduz a um equilíbrio instável. A partir deste ponto, a estrutura continua a deformar-se por rotação ao longo das linhas de rotura, até que a rotação em determinadas zonas atinja o limite de ductilidade da secção. A rotura destas zonas conduz a uma rotura progressiva do betão ao longo de todas as linhas de rotura, com perda da sua capacidade resistente (Bandeira, 2006). A laje é dividida em regiões planas rígidas, em que as linhas de rotura formam os limites entre essas regiões rígidas e que, na realidade, rodam sobre as linhas de rotura. As regiões também giram sobre os seus eixos de rotação, que normalmente encontram-se ao longo das linhas de apoio, provocando o movimento das cargas. É neste momento que o trabalho dissipado pela rotação das linhas de rotura é igual ao trabalho gasto pelas cargas nas

regiões em movimento. Esta é a Teoria das Linhas de Rotura (Kennedy & Goodchild, 2003).

Num sistema de piso misto em situação de incêndio, a forma que o modelo das linhas de rotura assume depende do comportamento do aço das vigas. Considerando o exemplo representado na Figura 39, que mostra o comportamento do sistema de laje e viga sobre temperaturas crescentes.

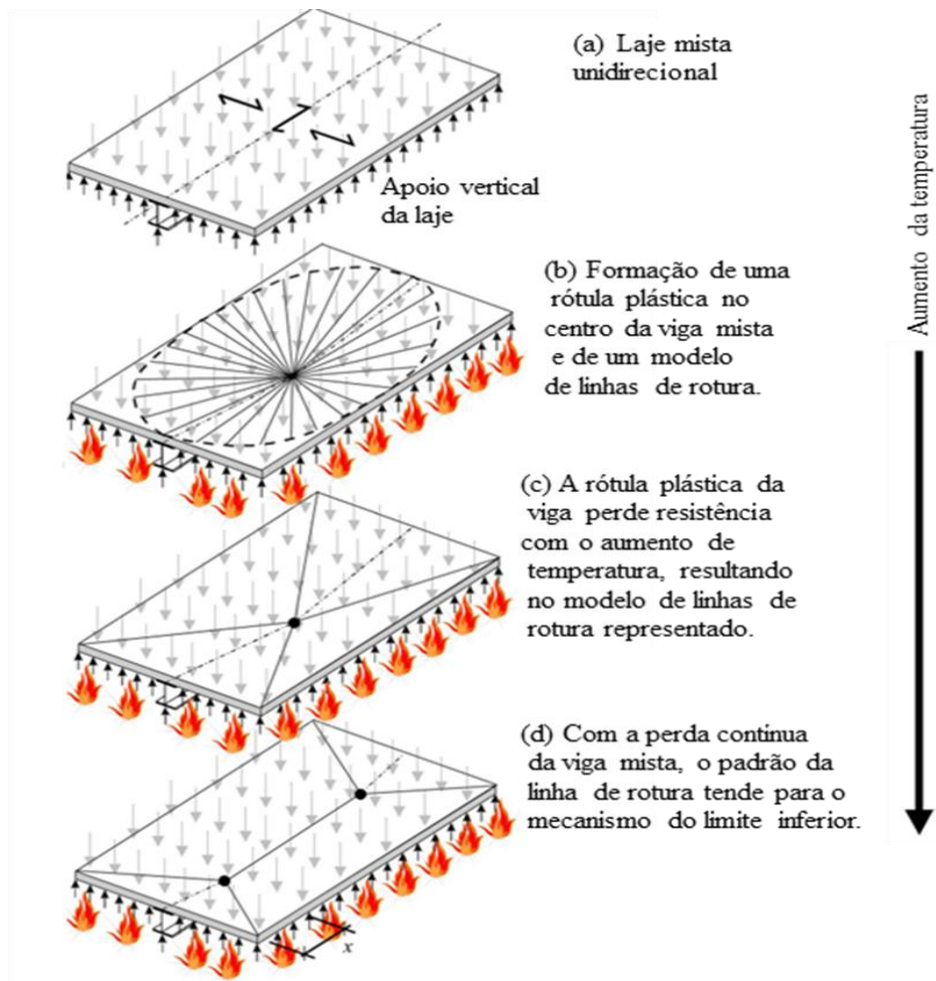


Figura 39. Comportamento do sistema viga – laje sob temperaturas crescentes (C.G. Bailey, 2004).

Antes da aplicação de calor ao sistema, a carga aplicada é apoiada pela laje de piso mista unidirecional sobre a grelha de vigas, como está representado no modo (a) da Figura 39. Durante o incêndio, as vigas sem proteção térmica e a laje de piso começam a perder resistência e rigidez, até à formação de uma rótula plástica a meio vão da laje aquecida, desenvolvendo-se um tipo de padrão de linhas de rotura na laje e ocorrendo o transporte de carga da viga sem proteção contra incêndio para as vigas periféricas. O modo de

comportamento descrito anteriormente encontra-se ilustrado no modo (b) da Figura 39. O modo de comportamento do sistema muda continuamente com o aumento da temperatura, provocando a perda continuada de força da viga. Por fim, como a viga sem proteção térmica não consegue transportar mais carga, esta terá que ser suportada pela laje, cujo padrão das linhas de rotura corresponde ao resultante da aplicação da teoria das linhas de rotura a uma laje de betão, desprezando a viga, como mostra o modo (d) da Figura 39. A este padrão corresponde uma carga última da laje mista que no novo método de cálculo é majorada para considerar o efeito das ações de membrana. Para cada um dos padrões de linha de rotura descritos, a ação de membrana irá ocorrer à medida que a laje deforma verticalmente (C.G. Bailey, 2004).

Quando se procede ao cálculo da ação de membrana considera-se a hipótese de que a deformada da laje mista segue o modelo das linhas de rotura assumindo-se placas rígidas entre as mesmas. Bailey considera a anterior hipótese razoável, já que, o objetivo do método de cálculo é de prever a capacidade da laje na rotura (isto é, cálculo plástico com modificação da geometria) e não é feita nenhuma tentativa para prever a capacidade de carga nas etapas iniciais do incêndio onde efeitos significativos de expansão térmica restringida e curvatura térmica dominam (C.G. Bailey, 2004).

5.2. Cálculo plástico de lajes

Os modelos de análise de lajes baseiam-se essencialmente na teoria da elasticidade e da plasticidade. A teoria da elasticidade não permite uma descrição do comportamento da laje até à rotura, contudo, permite a determinação dos esforços atuantes nas lajes com precisão suficiente para permitir um adequado e seguro dimensionamento. Pelo contrário, a teoria da plasticidade permite analisar o comportamento das lajes desde a sua fase inicial até à rotura. O cálculo plástico tem como finalidade a determinação da capacidade última de resistência de uma estrutura. O facto de um elemento atingir a sua capacidade máxima em termos de esforços não implica, nas estruturas hiperestáticas, o seu colapso imediato. Desde que esse elemento tenha capacidade de continuar a deformar-se, a sua plastificação e consequente formação de uma rótula plástica, no caso das estruturas reticuladas, apenas diminui de um o grau de hiperstaticidade da estrutura. Para que as rótulas plásticas se possam formar é necessário que as secções possuam ductilidade suficiente. No caso do betão armado isto implica por um lado uma quantidade de armadura suficiente para evitar

uma rotura frágil quando o betão fissurar e por outro lado suficientemente baixa para que a rotura se produza por plastificação da armadura e não por esmagamento do betão comprimido. Nas lajes os mecanismos de ruína são constituídos por placas rígidas ligadas entre si por linhas de rotura (Cachim, 2010).

O cálculo plástico de estruturas (tal como o elástico) recorre aos grandes princípios da estática e da resistência de materiais - o equilíbrio e a resistência. Existem duas aproximações possíveis baseadas nos dois teoremas fundamentais do cálculo plástico: teorema estático (ou do limite inferior) e teorema cinemático (ou do limite superior). Qualquer um dos métodos apresentados pode ser aplicado ao cálculo de lajes. A aplicação do método cinemático ao cálculo de lajes é efetuada através da Teoria das Linhas de Rotura. Este método desenvolvido por Johansen é facilmente aplicável a lajes de geometria e solicitação simples e permite uma estimativa rápida da capacidade resistente. Como inconveniente apresenta o facto da carga última estimada ser superior à real. Conforme se observou anteriormente a rotura das lajes ocorre segundo linhas de deformação mais ou menos localizadas. Toda a deformação plástica encontra-se localizada ao longo destas linhas denominadas linhas de rotura (Cachim, 2010).

A escrita da equação que relaciona a carga última com o momento resistente pode ser realizada recorrendo a um critério de equilíbrio ou energia. No primeiro, exprime-se o equilíbrio entre as diferentes partes duma laje dividida pelas linhas de rotura. Este método é de simples aplicação quando as linhas de rotura se cruzam segundo ângulos retos. Quando se utiliza o critério energético recorre-se ao princípio dos trabalhos virtuais que pressupõe o equilíbrio entre o trabalho exterior das cargas aplicadas com o trabalho das forças interiores ao longo das linhas de rotura. O trabalho das forças interiores apenas se refere aos momentos fletores uma vez que os momentos torsores e o esforço transversal produzem um trabalho nulo ao longo das linhas de rotura (Cachim, 2010).

Neste capítulo, o cálculo da carga de flexão da laje e das vigas será realizado recorrendo ao Critério de Energia da Teoria das Linhas de Rotura.

5.3. Teoria das Linhas de Rotura

A Teoria das Linhas de Rotura é uma análise à carga última da laje, em que se estabelece tanto os momentos no ponto de rotura, como a carga para a qual o elemento em estudo irá falhar.

De acordo com esta teoria, as deformações elásticas são ignoradas; todas as deformações são assumidas para estarem concentradas nas linhas de rotura e, por conveniência, a deformação máxima é um (Kennedy & Goodchild, 2003).

Quando uma laje é carregada até à rotura, linhas de rotura formam-se nas áreas de tensão mais elevadas e estas evoluem para rótulas plásticas contínuas. Estas rótulas plásticas desenvolvem-se para um mecanismo, formando um padrão de linhas de rotura.

As linhas de rotura dividem a laje em regiões individuais, que giram em torno dos seus eixos de rotação, obedecendo às seguintes regras, que ajudam na identificação de padrões válidos (Kennedy & Goodchild, 2003):

1. linhas de rotura dividem a laje em regiões rígidas que se mantêm planas durante o colapso;
2. os eixos de rotação geralmente encontram-se nas linhas de apoio e passam ao lado de qualquer pilar;
3. as linhas de rotura são retas;
4. as linhas de rotura entre regiões rígidas adjacentes devem passar pelo ponto de interseção dos eixos de rotação dessas regiões;
5. as linhas de rotura devem acabar no limite da laje;
6. apoios contínuos afastam e apoios simples atraem linhas de rotura positivas.

Estas regras estão ilustradas nas figuras a seguir apresentadas. A Figura 40 mostra uma laje simplesmente apoiada em três lados e com um apoio contínuo no lado 3-4 e três padrões possíveis de linhas de rotura.

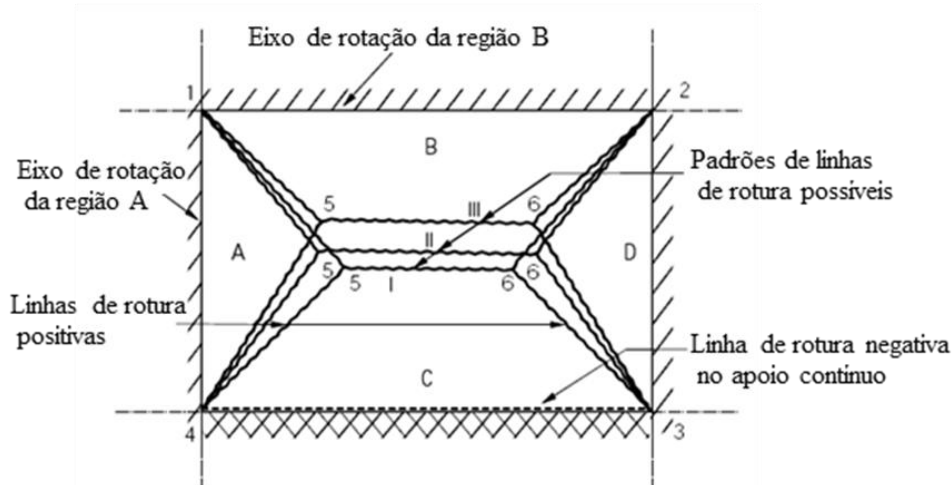


Figura 40. Padrões válidos de linhas de rotura para uma laje bidirecional (Kennedy & Goodchild, 2003).

Através da aplicação das regras acima enunciadas será possível identificar qual dos três padrões representados é o mais provável de acontecer.

Para a laje representada na Figura 40, a linha 5-6 irá dar a deformação unitária e também define as rotações de todas as regiões (A,B,C e D).

Tendo como base a regra 6 de que, apoios contínuos repelem e apoios simples atraem linhas de rotura, a hipótese III é a mais provável de estar perto da solução correta. Como a região C tem um apoio contínuo (ao contrário da região B em que o apoio é simples), a linha 5-6, deve estar mais próxima do apoio simples 1-2 do que do apoio contínuo 3-4.

É importante verificar que a regra 4 (as linhas de rotura entre regiões rígidas adjacentes devem passar pelo ponto de interseção dos eixos de rotação dessas regiões) é cumprida. Para o caso em análise, as linhas 1-5 e 2-6, passam na interseção dos eixos de rotação das regiões adjacentes A-B e B-D, respetivamente. De igual modo, a linha 5-6 intersecta os eixos de rotação das regiões adjacentes B-C até ao infinito, isto é, a linha 5-6 tem de ser paralela aos eixos de rotação, que são representados pelos apoios nos lados 1-2 e 3-4. Considerando a Figura 41, isto não se verifica, pelo que, o padrão mostrado não é o correto (Kennedy & Goodchild, 2003).

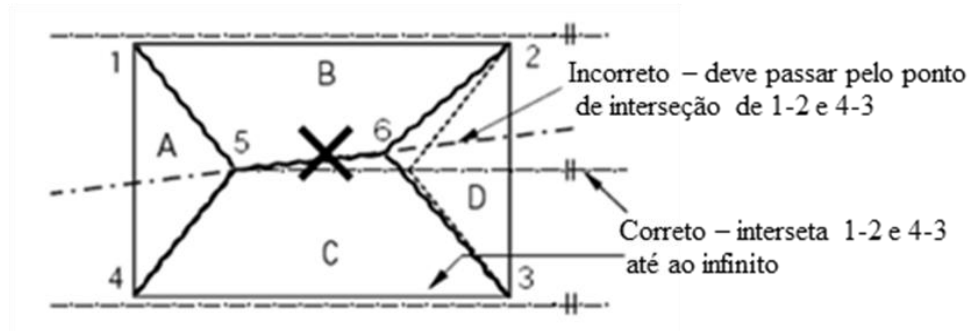


Figura 41. Padrão para a linha de rotura inválido para a laje representada na Figura 40 (Kennedy & Goodchild, 2003).

A Figura 42 mostra a correta e incorreta aplicação da regra 3 para uma laje apoiada em dois lados adjacentes e com um pilar.

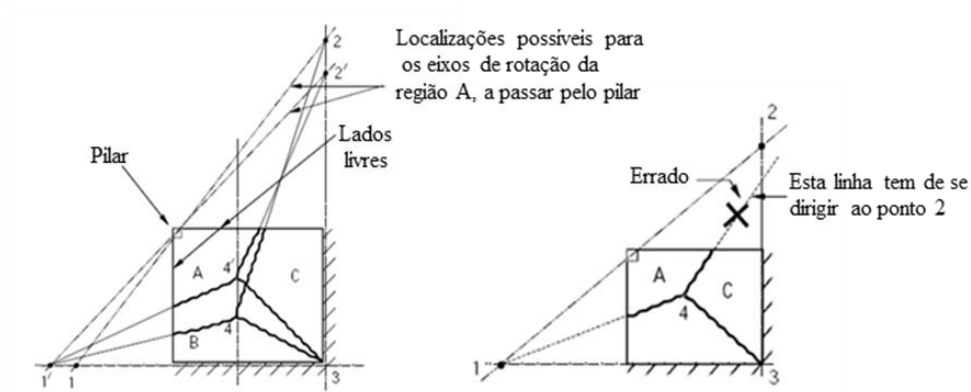


Figura 42. Padrão válido e inválido para uma laje com dois apoios adjacentes (Kennedy & Goodchild, 2003).

A Figura 43 apresenta casos simples de padrões de linhas de rotura para lajes com diversas formas geométricas.

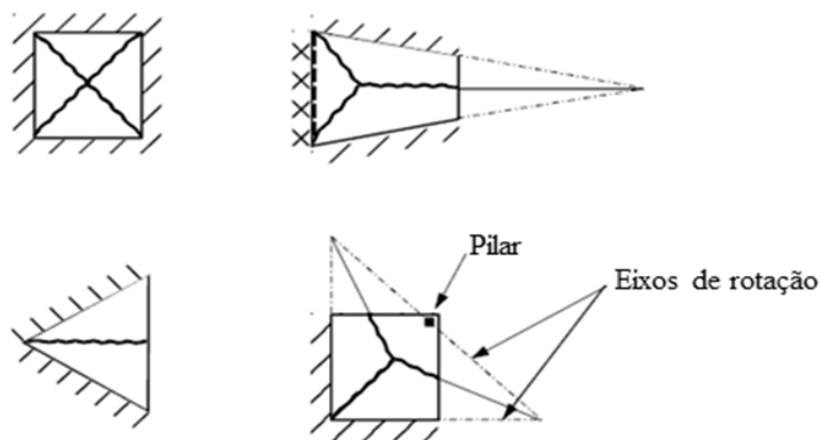


Figura 43. Modelos de linhas de rotura simples (Kennedy & Goodchild, 2003).

Na teoria, pode haver vários padrões de linha de rotura válidos que podem ser aplicados a uma configuração particular de laje e carga. No entanto, existe um único padrão de linha de rotura que fornece os momentos mais elevados ou a carga mínima na rotura. Esta será a solução da linha de rotura, que será obtida recorrendo ao critério de energia, a seguir apresentado (Kennedy & Goodchild, 2003).

5.4. Critério de Energia ou do Trabalho

Este critério de análise baseado no Princípio dos Trabalhos Virtuais é o modo mais simples de aplicar a Teoria das Linhas de Rotura. O princípio fundamental é que os trabalhos realizados internamente e externamente são iguais. Por outras palavras, na rotura, o gasto de energia externa induzido pela carga durante a deformação virtual da laje deve ser igual à energia interna dissipada nas linhas de rotura nessa mesma deformação, através da Equação 2.

$$W_E = W_I \quad (2)$$

Onde, W_E é o trabalho externo realizado pelo movimento das cargas na laje e W_I é o trabalho interno dissipado pela rotação das linhas de rotura.

5.4.1. Trabalho externo realizado

A energia externa gasta pelo movimento das cargas, W_E , calcula-se fazendo a resultante de cada tipo de carga, que atua numa região e multiplicá-la pelo seu deslocamento vertical, medido como uma proporção da deformação máxima implícita no padrão de linha de rotura previsto. Por simplicidade, a deformação máxima é igual a um, e o deslocamento vertical de cada carga é geralmente expresso como uma fração da unidade. A energia gasta total de toda a laje é o somatório de todas as energias gastas para todas as regiões.

Considerando uma região com a carga e deformação mostrada na Figura 44.

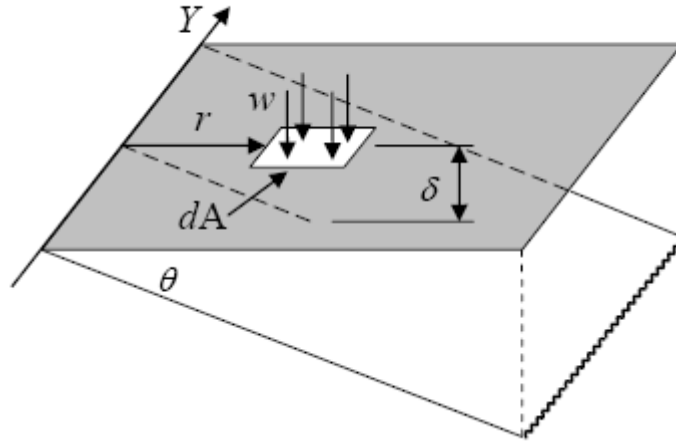


Figura 44. Secção em estudo (Caprani, 2006).

O trabalho realizado pela carga elementar w é força a multiplicar pela distância, como demonstrado na Equação 3 (Caprani, 2006).

$$W_E = (w \times dA) \times \delta = (w \times dA) \times r \times \theta \quad (3)$$

O trabalho total realizado em cada região encontra-se representado na Equação 4 (Caprani, 2006).

$$W_E = \int (w \times dA) \times r \times \theta = w \times \theta \int r \times dA = w \times A_{\text{região}} \times \delta \quad (4)$$

Em que, w é a carga que atua na região em particular, $A_{\text{região}}$ corresponde à área da região em estudo e δ é o deslocamento vertical da carga w em cada região, expressa como uma fração da unidade.

Em qualquer padrão de linha de rotura assume-se o ponto de máxima deformação unitário $\delta_{\text{máx}} = 1$, sendo geralmente, a mesma para todas as regiões da laje, ou seja, $\delta_{\text{máx, região}} = \delta_{\text{máx}} = 1$. No caso de uma laje retangular, esta deformação estende-se a uma linha de rotura central, como representado na Figura 40. Quando se calcula a energia externa W_E , o deslocamento da resultante de cada carga a atuar numa região pode simplesmente ser expresso através dos seguintes valores:

$\delta/2$ para todas as regiões retangulares;

$\delta/3$ para todas as regiões triangulares com vértice no ponto de deformação máximo;

$\frac{2}{3}\delta$ para todas as regiões triangulares com vértice nos eixos de rotação.

5.4.2. Trabalho interno realizado

A energia interna dissipada pela rotação das linhas de rotura, W_I , é calculada através do comprimento projetado de cada linha de rotura em torno da região nos eixos de rotação de cada região, multiplicando pelo momento atuante e pelo ângulo de rotação dessa região. A energia dissipada total para toda a laje é o somatório de todas as energias dissipadas para todas as regiões.

O trabalho interno por região encontra-se expresso na Equação 5.

$$W_I = m \times l_p \times \theta \quad (5)$$

Onde, m é o momento resistente da laje por metro, l_p é a projeção da linha de rotura na direção dos eixos de rotação da região em estudo e θ é a rotação da região sobre os eixos de rotação da mesma.

Assim que o padrão de linha de rotura esteja definido, é necessário especificar a deformação de um ponto, normalmente o ponto de deformação máxima, a partir do qual todas as rotações são determinadas. A Figura 44 permite obter a Equação 6 para o valor da rotação θ .

$$\delta = R\theta \quad (6)$$

Na expressão anterior δ é a deformação máxima e R é a distância entre o eixo de rotação da região e o ponto de deformação máximo da mesma.

A Figura 45 apresenta as distâncias R para uma laje de forma quadrada simplesmente apoiada e com ponto de deformação máximo no centro da mesma.

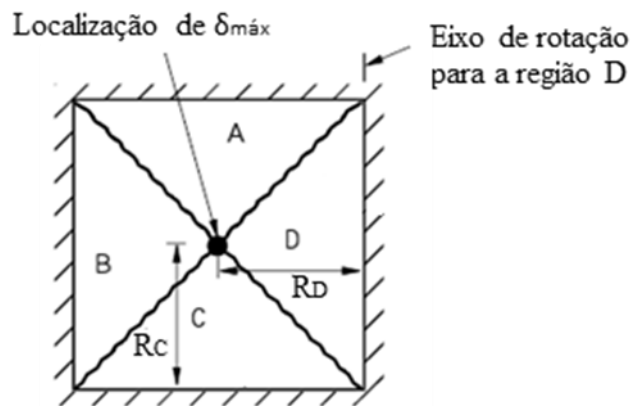


Figura 45. Distâncias a considerar no cálculo da rotação θ (Kennedy & Goodchild, 2003).

5.4.3. Lajes ortotrópicas

O que foi dito anteriormente, refere-se a lajes isotrópicas, ou seja, que apresentam igual quantidade de armadura nas duas direções, à qual correspondem momentos de valor igual.

No caso de lajes retangulares, onde existe uma grande diferença entre os dois vãos, é mais económico colocar mais armadura na menor direção. É usual, para o menor vão corresponder um momento m , enquanto para o maior vão surge um momento μm , onde μ é o coeficiente de ortogonalidade, que corresponde à relação entre os momentos de rotura nas duas direções da laje. Convencionalmente, são adicionadas linhas principais aos diagramas de lajes ortotrópicas para indicar a capacidade relativa da laje em cada direção. Estas linhas principais podem ser consideradas como pequenas secções da linha de rotura e são portanto perpendiculares à armadura relevante, como representado na Figura 46.

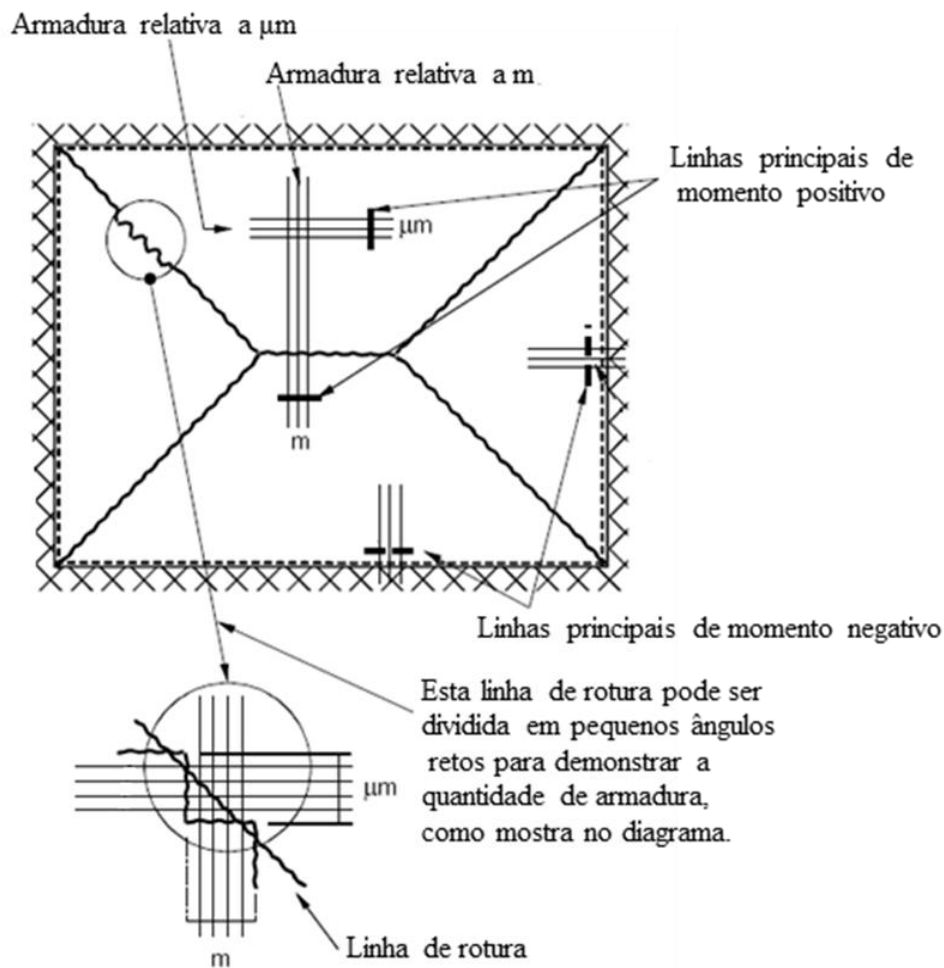


Figura 46. Laje retangular com armadura ortotrópica (Kennedy & Goodchild, 2003).

As lajes ortotrópicas podem ser analisadas a partir dos princípios do método de trabalho, seguindo-se os mesmos procedimentos descritos anteriormente. No entanto, quando se realiza a dissipação da energia interna ao longo das linhas de rotura, utiliza-se $\mu m \times l_p \times \theta$ para a energia interna dissipada pela rotação das linhas de rotura sobre os eixos de rotação correspondentes. Por outras palavras, μm substitui m para a armadura nesta direção.

5.4.4. Capacidade de flexão da laje

A Figura 47 mostra uma laje retangular simplesmente apoiada e o padrão de linhas de rotura esperado que se irá desenvolver devido a uma distribuição uniforme da carga.

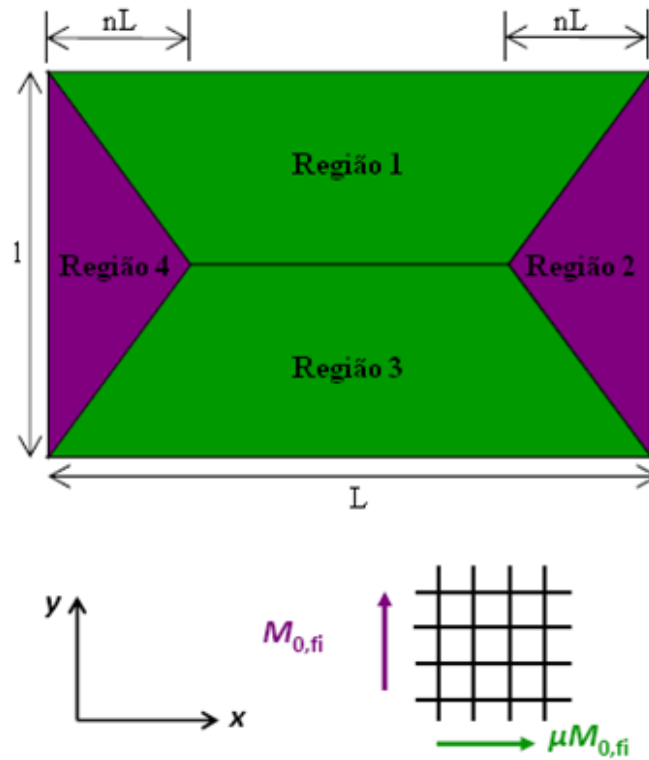


Figura 47. Padrão de linhas de rotura para uma laje retangular simplesmente apoiada.

A interseção das linhas de rotura é definida pelo parâmetro n , representado na Figura 47 e calculado usando a Teoria das Linhas de Rotura, que foi apresentada anteriormente. Para o cálculo consideram-se as regiões 1 a 4 separadamente, como indicado nas Figuras 48 e 49.

a) Região 1

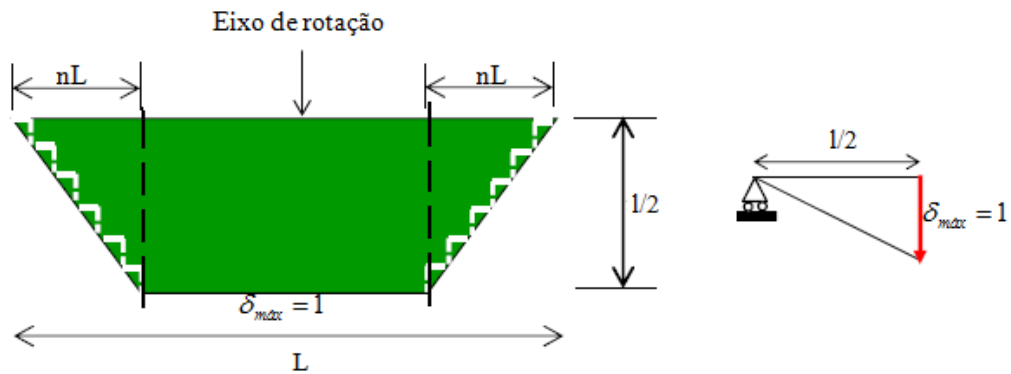


Figura 48. Região 1 da laje e respetivo eixo de rotação e local de deformação máxima.

A energia externa W_E , calculada através da Equação 4 anteriormente apresentada, encontra-se na Equação 7 para este caso particular.

$$\begin{aligned}
 W_E &= w \times A_{\text{região}} \times \delta_{\text{centróide}} = p_{fi} \left[2 \times \frac{1}{2} \times nL \times \frac{l}{2} \times \frac{\delta}{3} + (L - 2nL) \times \frac{l}{2} \times \frac{\delta}{2} \right] \Leftrightarrow \\
 W_E &= p_{fi} \times \frac{l}{2} \times \delta \left(\frac{L}{2} - \frac{2nL}{3} \right)
 \end{aligned} \tag{7}$$

Por outro lado, a energia interna W_I calcula-se através da Equação 5 e que neste caso resulta na Equação 8.

$$W_I = m \times l_p \times \theta = \mu M_{fi,0} \times L \times \frac{1}{l/2} = \mu M_{fi,0} \times \frac{L}{l/2} \tag{8}$$

b) Região 2

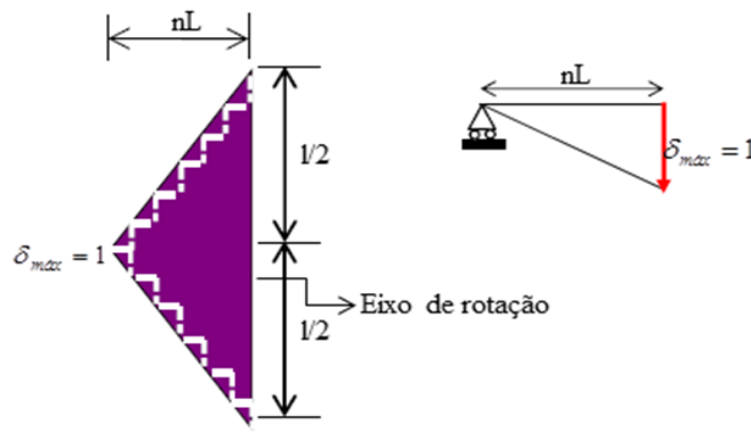


Figura 49. Região 2 da laje e respetivo eixo de rotação e local de deformação máxima.

A energia externa W_E para a região 2, ilustrada na Figura 49, encontra-se calculada na Equação 9.

$$W_E = w \times A_{\text{região}} \times \delta_{\text{centróide}} = p_{fi} \left[\frac{1}{2} \times nL \times l \times \frac{\delta}{3} \right] \tag{9}$$

O valor da energia interna W_I correspondente à mesma região corresponde à Equação 10.

$$W_I = m \times l_p \times \theta = M_{fi,0} \times l \times \frac{1}{nL} = M_{fi,0} \times \frac{l}{nL} \tag{10}$$

5.4.4.1. Interseção das linhas de rotura n

O trabalho externo total resulta da soma da energia externa para as várias regiões, como representado na Equação 11. De notar que, as regiões 1 e 3 e as regiões 2 e 4 são idênticas entre si.

$$\sum (W_E)_{regiões} = 2 \times p_{fi} \times \frac{l}{2} \times \delta \left(\frac{L}{2} - \frac{2nL}{3} \right) + 2 \times p_{fi} \left[\frac{1}{2} \times nL \times l \times \frac{\delta}{3} \right] \quad (11)$$

$$p_{fi} \times L \times l \times \left(\frac{3-2n}{6} \right)$$

O trabalho interno total resulta da soma da energia interna para as várias regiões, como representado na Equação 12. De notar que, as regiões 1 e 3 e as regiões 2 e 4 são idênticas entre si.

$$\sum (W_I)_{regiões} = 2 \times \mu M_{fi,0} \times \frac{L}{l/2} + 2 \times M_{fi,0} \times \frac{l}{nL} \quad (12)$$

$$M_{fi,0} \left(\frac{l}{nL} + \frac{\mu L}{l/2} \right)$$

O momento resistente obtém-se igualando os trabalhos interno e externo, resultando na Equação 13.

$$p_{fi} \times L \times l \times \left(\frac{3-2n}{6} \right) = M_{fi,0} \left(\frac{l}{nL} + \frac{\mu L}{l/2} \right) \Leftrightarrow \quad (13)$$

$$M_{fi,0} = p_{fi} \times \frac{l^2}{24\mu} (3-4n)$$

Igualando a derivada a zero, obtém-se o parâmetro n , como mostra a Equação 14.

$$\frac{dM_{fi,0}}{dn} = 0 \Leftrightarrow n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) \quad (14)$$

Na equação anterior a representa a relação entre as dimensões da laje (L/l) e μ é a relação entre a capacidade de momento de rotura da laje nas duas direções. O menor vão é o que apresenta menor capacidade de momento, o que conduz sempre a um coeficiente de ortogonalidade μ menor ou igual a 1. Assim, n será limitado a um máximo de 0,5, resultando num padrão de linha de rotura válido (Vassart & Zhao, 2012).

A resistência do mecanismo que ocorre devido à formação destas linhas de rotura é dada pela Equação 15.

$$p_{fi} = 6 \frac{M_{fi,0}}{n^2 a^2 l^2} \quad (15)$$

5.5. Contribuição das vigas secundárias

Considerando que a Figura 50 é uma representação da secção de uma laje, onde L_1 e L_2 são, respetivamente, o menor e maior vão da laje e a é o comprimento de influência das vigas secundárias representadas a vermelho na Figura 50.

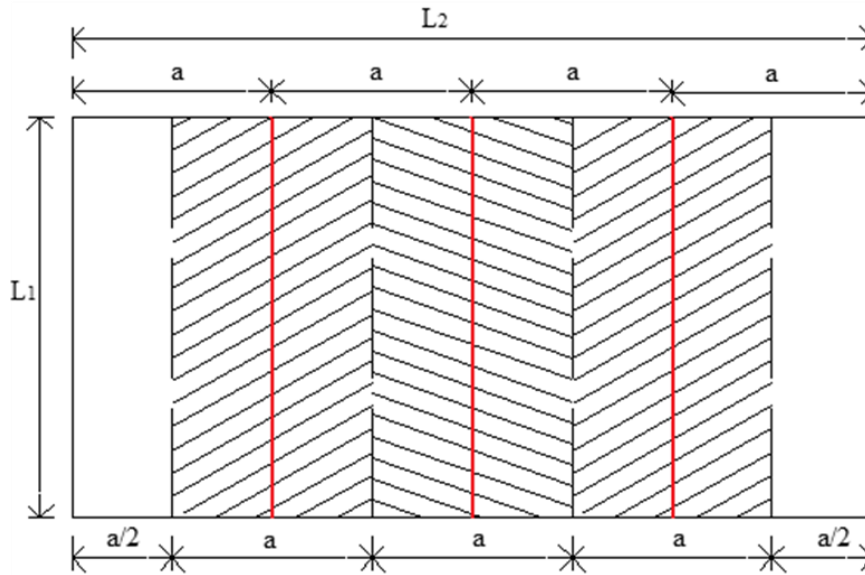


Figura 50. Áreas de influência das vigas secundárias.

As vigas secundárias, ao fim de 60 minutos, têm o momento resistente dado pela EN 1994-1-2 de $M_{fi,Rd}$. Como as vigas estão simplesmente apoiadas, a este momento corresponde uma carga uniformemente distribuída de valor $p_{fi,Rd}$, calculada através da Equação 16.

$$M_{fi,Rd} = \frac{p_{fi,Rd} \times L_1^2}{8} \Leftrightarrow p_{fi,Rd} = \frac{8M_{fi,Rd}}{L_1^2} \quad (16)$$

O comprimento de influência a de cada viga secundária encontra-se escrito na Equação 17, em que n_{ub} corresponde ao número de vigas secundárias.

$$a = \frac{L_2}{1 + n_{ub}} \quad (17)$$

Logo, a carga suportada pelas vigas secundárias corresponde a uma carga na laje por unidade de superfície dada pela Equação 18.

$$q_{fi,Rd,ub} = \frac{P_{fi,Rd}}{a} = \frac{P_{fi,Rd}}{\frac{L_2}{1 + n_{ub}}} = P_{fi,Rd} \times \frac{1 + n_{ub}}{L_2} \quad (18)$$

$$\frac{8M_{fi,Rd}}{L_1^2} \times \frac{1 + n_{ub}}{L_2}$$

5.6. Contribuição das vigas principais

As vigas periféricas correspondentes a cada zona de dimensionamento da laje devem ser dimensionadas, de modo a garantir o tempo de resistência ao fogo exigido para a laje de pavimento, garantindo que o padrão de linhas de rotura e o acréscimo de resistência devido às ações de membrana de tração ocorra realmente na prática. O momento existente requerido para as vigas principais calcula-se considerando padrões alternativos de linhas de rotura que permitam que a laje flita ao longo de um eixo de simetria sem o aparecimento de ações de membrana de tração, com se mostra na Figura 51.

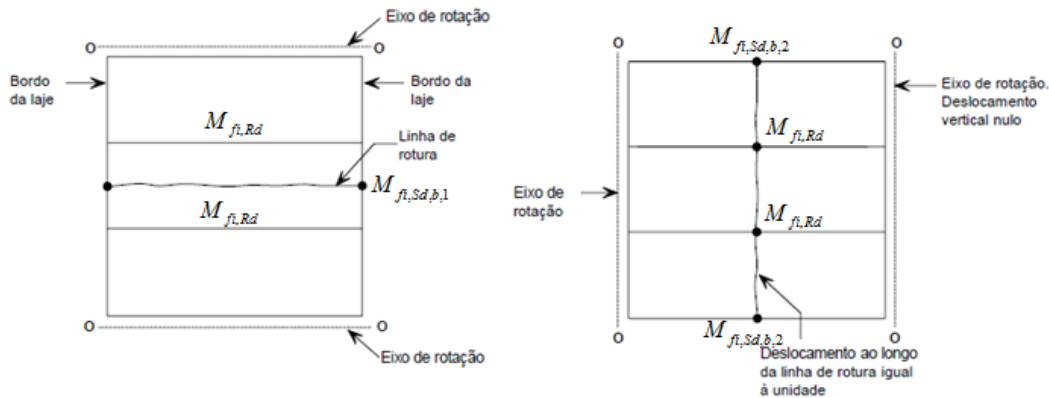


Figura 51. Padrão alternativo de linhas de rotura envolvendo a formação de rótulas plásticas nas vigas principais (Vassart & Zhao, 2012).

Após o cálculo do momento resistente das vigas periféricas de forma a garantir que estas proporcionem apoio suficiente à laje, o que permite o desenvolvimento das ações de membrana de tração responsáveis pelo aumento da capacidade resistente da laje, pode-se calcular uma temperatura crítica para as vigas, dimensionando-se, caso necessário,

proteção passiva contra incêndio de forma a garantir que esta temperatura crítica não é ultrapassada durante o tempo de resistência ao fogo exigido.

O Método de Cálculo de Bailey considera que se forma na laje, em estado limite último, uma envolvente de padrões de linhas de rotura. Para que isto ocorra, as vigas periféricas da zona da laje a dimensionar devem ter uma resistência à flexão suficiente para evitar a ocorrência de um mecanismo na viga e na laje para um nível de carga inferior.

Para uma zona típica de dimensionamento da laje, como se mostra na Figura 52, considerou-se o padrão de duas linhas de rotura que incluem a formação de uma rótula plástica nas vigas periféricas. Estas linhas de rotura podem desenvolver-se ao longo do centro da laje, quer paralela às vigas secundárias não protegidas na direção do Vão 1 com rótulas plásticas a formarem-se nas vigas periféricas nos Lados B e D, quer perpendicularmente às vigas secundárias não protegidas na direção do Vão 2 com rótulas plásticas que se formam nas vigas periféricas nos Lados A e C e nas vigas secundárias não protegidas.

Utilizando este padrão de linhas de rotura e igualando os trabalhos interno e externo do mecanismo, calcula-se o momento resistente das vigas periféricas necessário para conseguir uma capacidade de suporte de carga igual para a laje de pavimento.

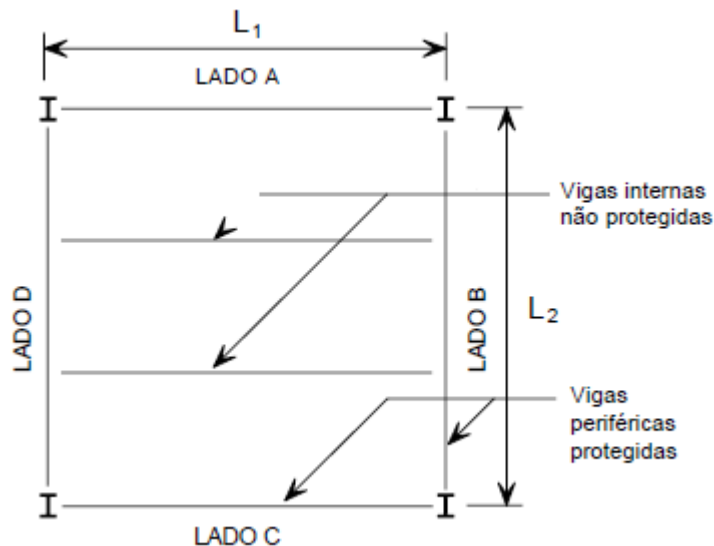


Figura 52. Zonas típicas de dimensionamento da laje (Vassart & Zhao, 2012).

5.6.1. Vigas secundárias não protegidas com vigas de bordo em ambos os lados

5.6.1.1. Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas

Este caso considera o momento resistente exigido das vigas periféricas dos Lados B e D da zona de dimensionamento da laje. Assume-se a formação de uma única linha de rotura no centro da zona de dimensionamento na direção do Vão 1, como ilustrado na Figura 53.

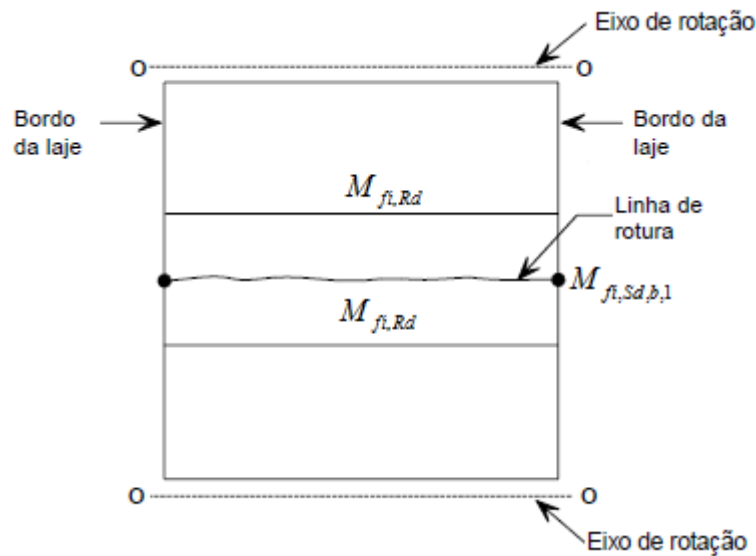


Figura 53. Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas (Vassart & Zhao, 2012).

Considerando um deslocamento unitário vertical ao longo da linha de rotura, a sua rotação pode ser calculada através da Equação 19.

$$Rotação\ da\ linha\ de\ rotura = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2} \quad (19)$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura é dado pela Equação 20.

$$Trabalho\ interno = (M_{fi,0} L_{1,eff} + 2M_{fi,Sd,b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{4M_{fi,0} L_{1,eff}}{L_2} + \frac{8M_{fi,Sd,b,1}}{L_2} \quad (20)$$

Para uma carga uniforme na laje, $q_{fi,Rd}$, o trabalho externo realizado devido ao deslocamento unitário resulta da Equação 21.

$$Trabalho\ externo = \frac{1}{2} q_{fi,Rd} L_1 L_2 \quad (21)$$

Igualando os trabalhos interno e externo e considerando que a carga na laje corresponde à capacidade de suporte de carga, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas nos Lados B e D é dado pela Equação 22.

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8M_{fi,0} L_{1,eff}}{16} \quad (22)$$

Em que, $q_{fi,Rd}$ é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio; $L_{1,eff}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos e $M_{fi,0}$ é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura.

5.6.1.2. Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas

Este caso considera o momento resistente exigido das vigas periféricas nos Lados A e C das zonas de dimensionamento da laje. Assume-se uma única linha de rotura formada ao longo do centro da zona de dimensionamento da laje na direção do Vão 2, conforme ilustrado na Figura 54.

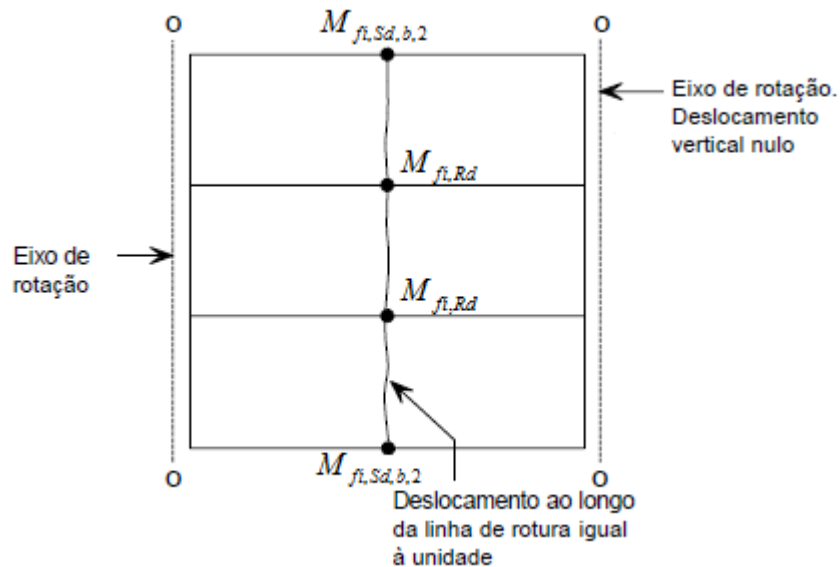


Figura 54. Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas (Vassart & Zhao, 2012).

Considerando um deslocamento vertical unitário ao longo da linha de rotura, a sua rotação pode ser calculada recorrendo à Equação 23.

$$\text{Rotação da linha de rotura} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1} \quad (23)$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura é dado pela Equação 24:

$$\begin{aligned} \text{Trabalho interno} &= (M_{fi,0} L_{2,eff} + 2M_{fi,Sd,b,2} + n_{ub} M_{fi,Rd}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{4M_{fi,0} L_{2,eff}}{L_1} + \frac{8M_{fi,Sd,b,2}}{L_1} + \frac{4n_{ub} M_{fi,Rd}}{L_1} \end{aligned} \quad (24)$$

O trabalho externo realizado devido ao deslocamento resulta da aplicação da Equação 21. Igualando o trabalho interno e externo e considerando que a carga na laje corresponde à capacidade de suporte de carga, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas no lado A e C é dado pela Equação 25.

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8M_{fi,0} L_{2,eff} - 8n_{ub} M_{fi,Rd}}{16} \quad (25)$$

Em que, $q_{fi,Rd}$ é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio; $L_{2,eff}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos e $M_{fi,0}$ é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura.

5.6.2. Vigas secundárias não protegidas com uma viga de bordo num lado

5.6.2.1. Linha de rotura paralela às vigas secundárias não protegidas

Nesta seção considera-se o momento resistente das vigas periféricas nos Lados B e D da zona de dimensionamento da laje, onde a viga do Lado B é uma viga periférica interna. Uma vez que o programa de cálculo apenas considera um painel de laje isolado, o cálculo da resistência para uma viga periférica interna deve considerar que a zona de dimensionamento da laje é adjacente a uma área idêntica da laje a seu lado onde as vigas

internas foram especificadas. Assume-se uma única linha de rotura no centro da zona de dimensionamento da laje na direção do Vão 1, conforme ilustrado na Figura 55.

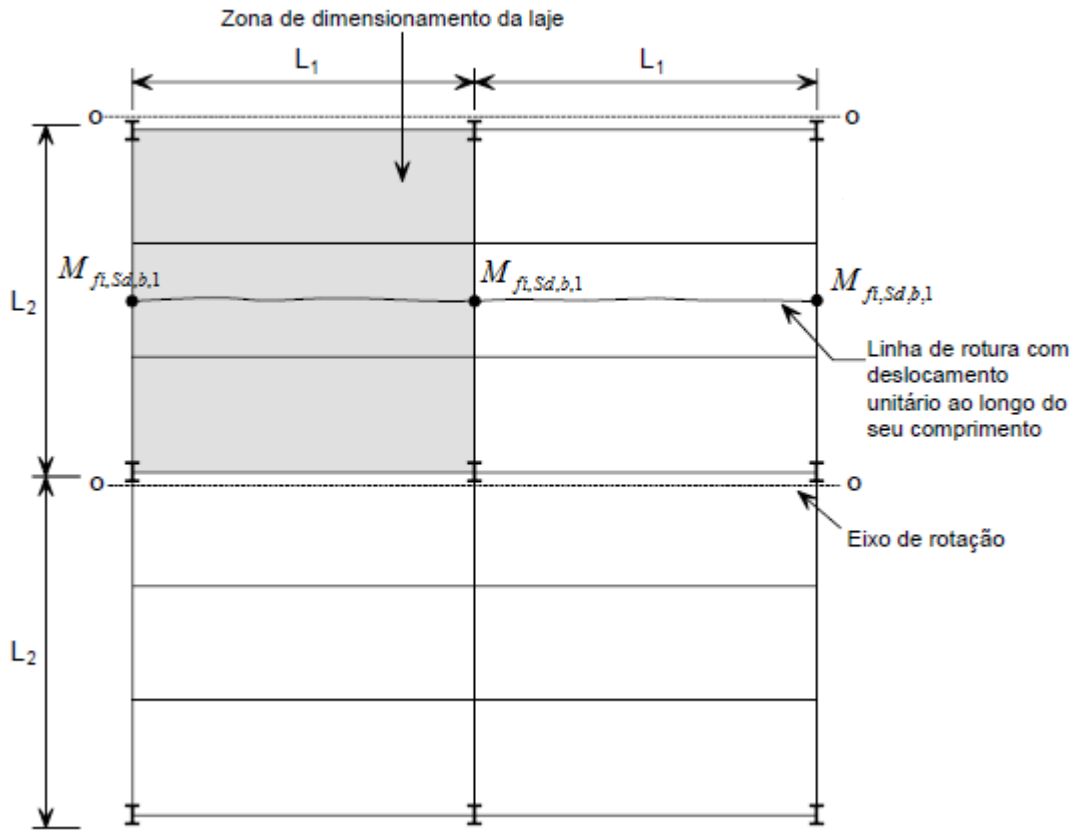


Figura 55. Linha de rotura paralela às vigas não protegidas (Vassart & Zhao, 2012).

Considerando um deslocamento unitário ao longo da linha de rotura, a sua rotação pode ser calculada através da Equação 26.

$$\text{Rotação da linha de rotura} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2} \quad (26)$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura é dado pela Equação 27 e o trabalho externo realizado devido ao deslocamento da resulta da Equação 28.

$$\text{Trabalho interno} = (2M_{fi,0}L_{1,eff} + 3M_{fi,Sd,b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{8M_{fi,0}L_{1,eff}}{L_2} + \frac{12M_{fi,Sd,b,1}}{L_2} \quad (27)$$

$$\text{Trabalho externo} = \frac{1}{2} q_{fi,Rd} 2L_1L_2 \quad (28)$$

Igualando o trabalho interno e externo, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas nos Lados B e D calcula-se através da Equação 29.

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8M_{fi,0} L_{1,eff}}{12} \quad (29)$$

Onde $L_{1,eff}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos; $M_{fi,0}$ é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura e $q_{fi,Rd}$ é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio.

5.6.2.2. Linha de rotura perpendicular às vigas secundárias não protegidas

Considerando uma única linha de rotura que se forma no centro da zona de dimensionamento da laje na direção do Vão 2, como representado na Figura 56.

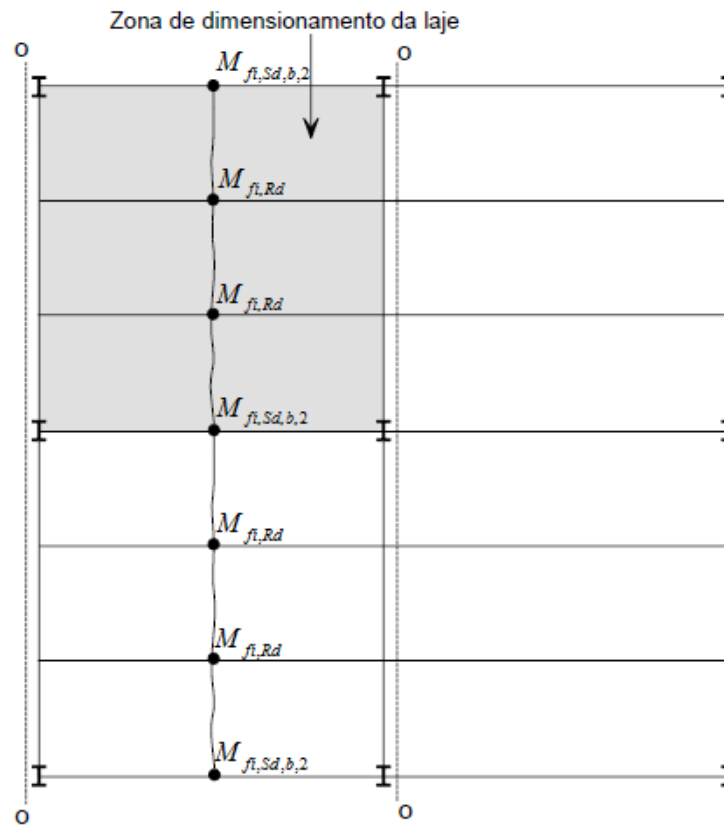


Figura 56. Linha de rotura perpendicular às condições de fronteira das vigas não protegidas no Lado A (Vassart & Zhao, 2012).

Aplicando um deslocamento unitário ao longo da linha de rotura, a rotação pode ser calculada através da Equação 30.

$$\text{Rotação da linha de rotura} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1} \quad (30)$$

O trabalho interno realizado devido à rotação da linha de rotura calcula-se através da Equação 31, enquanto o trabalho externo resulta da Equação 32.

$$\begin{aligned} \text{Trabalho interno} &= (2M_{f\bar{i},0}L_{2,eff} + 3M_{f\bar{i},Sd,b,2} + 2n_{ub}M_{f\bar{i},Rd}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{8M_{f\bar{i},0}L_{2,eff}}{L_1} + \frac{12M_{f\bar{i},Sd,b,2}}{L_1} + \frac{8n_{ub}M_{f\bar{i},Rd}}{L_1} \end{aligned} \quad (31)$$

$$\text{Trabalho externo} = \frac{1}{2} q_{f\bar{i},Rd} L_1 2L_2 \quad (32)$$

Igualando o trabalho interno e externo, o valor mínimo requerido para o momento resistente das vigas periféricas nos Lado A e C é dado pela Equação 33.

$$M_{b,2} = \frac{q_{f\bar{i},Rd} L_1^2 L_2 - 8M_{f\bar{i},0} L_{2,eff} - 8n_{ub} M_{f\bar{i},Rd}}{12} \quad (33)$$

Em que, $L_{2,eff}$ é o comprimento da linha de rotura descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas periféricas, dimensionadas como elementos mistos; $M_{f\bar{i},0}$ é o momento resistente da laje por unidade de comprimento da linha de rotura e $q_{f\bar{i},Rd}$ é a carga uniformemente distribuída a ser suportada pela zona de dimensionamento da laje em situação de incêndio.

6. MÉTODOS DE CÁLCULO DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

As exigências de resistência ao fogo dos regulamentos nacionais baseiam-se no incêndio normalizado, tendo, por isso, caráter prescritivo. Não têm em conta os inúmeros aspetos que influenciam a segurança das pessoas e bens, como por exemplo, a existência de sistemas de proteção automática, sistema de deteção e alarme, de vias de acesso seguras ou mesmo de meios de 1ª intervenção. Deve referir-se, no entanto, que a tendência atual em termos de regulamentação de segurança contra incêndio é a de abandonar o incêndio padrão e passar a considerar o desempenho dos elementos estruturais quando sujeitos a cenários de incêndio real, considerando assim uma abordagem baseada no desempenho. Esta será a via que permitirá simultaneamente tornar a segurança contra incêndio mais racional, eficaz e económica (Vila Real, 2003).

6.1. Abordagem prescritiva

A resistência ao fogo de um elemento estrutural define-se como o intervalo de tempo ocorrido desde o início do incêndio normalizado – incêndio padrão ISO 834, incêndio para elementos exteriores e incêndio de hidrocarbonetos – até ao momento em que o elemento atinge a sua temperatura crítica, ou seja, a temperatura a partir da qual deixa de satisfazer as funções de suporte de cargas para que foi projetado. No Eurocódigo 3, Parte 1.2 definem-se regras de dimensionamento ao fogo de estruturas de aço (Vila Real, 2003):

- Definição da ação térmica;
- Definição das ações mecânicas a considerar em situação de incêndio;
- Determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio no instante t , $E_{fi,d,t}$;
- Determinação do valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante t , $R_{fi,d,t}$;
- Verificação da resistência ao fogo, que pode ser feita em três domínios diferentes:

1. Tempo: $t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}$

2. Resistência: $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$, no instante $t_{fi,requ}$

3. Temperatura: $\theta_d \leq \theta_{cr,d}$, no instante $t_{fi,requ}$

Do ponto de vista da resistência ao fogo das lajes mistas, o Eurocódigo 4, estabelece que devem ser cumpridos os critérios de estanquidade (critério E), de isolamento térmico (critério I) e de estabilidade (critério R). A Parte 1-2 do Eurocódigo 4 define que para as lajes mistas dimensionadas de acordo com a Parte 1.1 daquele Eurocódigo, o critério de Estanquidade é automaticamente cumprido, sendo apenas necessário, verificar para estas lajes, os critérios de isolamento térmico (I) e de resistência mecânica (R). Este último de verificação obrigatória, apenas se a resistência exigida regulamentarmente for superior a 30 minutos. Todas as lajes mistas com chapa perfilada dimensionadas de acordo com a Parte 1-1 do Eurocódigo 4 têm uma classificação mínima referente à estabilidade de R30. O método de cálculo preconizado pela Parte 1-2 do Eurocódigo 4 é apenas válido para a curva de incêndio padrão, a ISO 834. As regras utilizadas são apenas aplicadas a chapas diretamente aquecidas que não tenham isolamento, e cujo pavimento não tenha isolamento entre a laje mista e o seu acabamento podendo estas regras serem aplicadas a lajes simplesmente apoiadas ou a lajes com continuidade nos apoios (Vila Real, 2003).

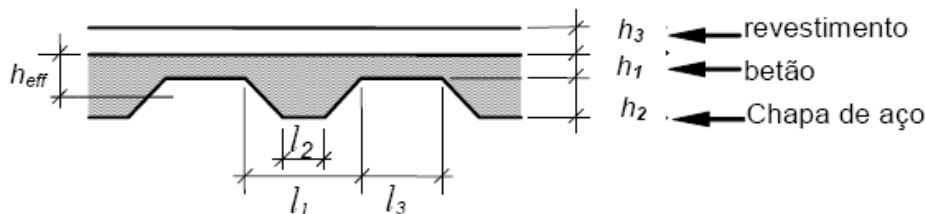


Figura 57. Caracterização geométrica de uma laje mista aço-betão (Vila Real, Nolasco, & Tavares, 2007).

Em relação aos critérios de isolamento térmico e de resistência, a verificação da segurança do elemento exige a utilização do Anexo D do Eurocódigo 4-1-2. Por outro lado, o Anexo D só é aplicável a lajes com as dimensões definidas na Tabela 5, em que o significado das dimensões l_1, l_2, l_3, h_1 e h_2 estão representados na Figura 57.

Tabela 5. Campo de aplicação do Anexo D da EN1994-1-2 para verificação dos critérios de isolamento térmico e de resistência (Vila Real et al., 2007).

Para chapa perfilada reentrante	Para chapa perfilada trapezoidal
$77.0 \leq \ell_1 \leq 135.0 \text{ mm}$	$80.0 \leq \ell_1 \leq 155.0 \text{ mm}$
$110.0 \leq \ell_2 \leq 150.0 \text{ mm}$	$32.0 \leq \ell_2 \leq 132.0 \text{ mm}$
$38.5 \leq \ell_3 \leq 97.5 \text{ mm}$	$40.0 \leq \ell_3 \leq 115.0 \text{ mm}$
$50.0 \leq h_1 \leq 130.0 \text{ mm}$	$50.0 \leq h_1 \leq 125.0 \text{ mm}$
$30.0 \leq h_2 \leq 60.0 \text{ mm}$	$50.0 \leq h_2 \leq 100.0 \text{ mm}$

6.1.1. Verificação do Critério I de Isolamento Térmico

A Tabela 6 retirada do Anexo D da Parte 1-2 do Eurocódigo 4, refere a resistência ao incêndio padrão relativamente ao critério de isolamento térmico e a espessura efetiva mínima da laje h_{eff} , para as qualificações regulamentares de resistência ao fogo mais usuais, onde h_3 é a espessura do recobrimento superior da laje, como representado na Figura 57.

Tabela 6. Espessura efetiva mínima em função da resistência ao incêndio padrão (Vila Real et al., 2007).

Resistência ao fogo padrão	Espessura efectiva mínima h_{eff} [mm]
I 30	60 - h_3
I 60	80 - h_3
I 90	100 - h_3
I 120	120 - h_3
I 180	150 - h_3
I 240	175 - h_3

O Anexo D, do Eurocódigo 4-1-2, define as Equações 34 e 35 para o cálculo da espessura efetiva h_{eff} (“Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design,” 2005).

$$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \quad \text{para } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (34)$$

$$h_{eff} = h_1 \left[1 + 0,75 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right] \quad \text{para } h_2/h_1 > 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (35)$$

Alternativamente, a Parte D.1 do Anexo D do Eurocódigo 4-1-2 permite que o Critério de Isolamento Térmico seja calculado através da Equação 36 (“Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design,” 2005):

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3} \quad (36)$$

onde,

t_i	resistência ao fogo relativamente ao isolamento térmico	[min]
A	volume de betão da nervura por unidade de comprimento	[mm ³ /m]
L_r	superfície da nervura exposta ao fogo por unidade de comprimento	[mm ² /m]
A/L_r	fator geométrico da nervura	[mm]
Φ	fator de vista do banzo superior	[-]
l_3	largura do banzo superior (ver Figura 58)	[mm]

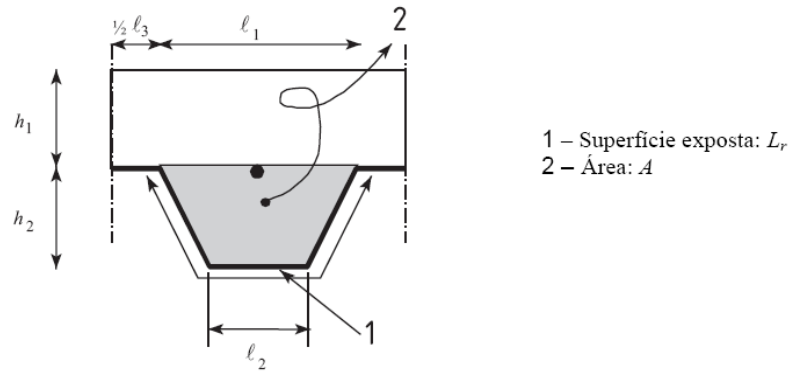


Figura 58. Definição do fator geométrico A/L_r da nervura (Vila Real et al., 2007).

Este critério deve ser verificado quando o aumento médio da temperatura no lado oposto da laje exposto ao fogo é de 140°C ou quando o aumento de temperatura desse mesmo lado é de 180°C.

Os fatores geométrico da nervura A/L_r e o de vista do banzo superior Φ são calculados através das Equações 37 e 38

$$A/L_r = \frac{h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} \quad (37)$$

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 \quad (38)$$

Os coeficientes a_i estão definidos nos Anexo D do Eurocódigo 4-1-2. (“Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design,” 2005)

6.1.2. Verificação do Critério R de Resistência Mecânica

6.1.2.1. Cálculo do momento atuante

O valor da carga que atua em situação de acidente é dado pela combinação de acidente $G_k + \Psi_i Q_k$, em que Ψ_i é o coeficiente para as combinações frequente ou quase permanente de ações, que valem de acordo com a EN1990, $\Psi_1 = 0,7$ ou $\Psi_1 = 0,6$, respetivamente.

Para uma laje simplesmente apoiada o valor de cálculo do momento atuante em situação de incêndio vale $p_{fi,Ed} l^2 / 8$, em que $p_{fi,Ed}$ é a carga atuante e l é o comprimento do vão da laje em estudo.

6.1.2.2. Cálculo do momento resistente

A seção 4.3.1 do Eurocódigo 4-1-2 define o valor do momento resistente através da Equação 39.

$$M_{fi,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,s}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (39)$$

A primeira parte da equação refere-se ao perfil de aço enquanto a segunda parte da equação é referente à seção de betão. Os parâmetros presentes na equação anterior significam:

- $M_{fi,Rd}$ valor de cálculo do momento resistente em situação de incêndio;
- A_i áreas parciais dos elementos que compõem a chapa (alma e banzos);
- z_i força instalada em cada parte A_i da chapa perfilada;
- $k_{y,\theta,i}$ fator de redução da tensão de cedência do perfil de aço a temperatura elevada;
- $f_{y,i}$ tensão de cedência do aço para o elemento A_i à temperatura elevada;
- $\gamma_{M,fi,s}$ fator parcial de segurança para o material em situação de incêndio ($\gamma_{M,fi}=1$);
- α_{slab} coeficiente que considera o bloco de tensões retangular ($\alpha_{slab}=0,85$).

O fator de redução da tensão de cedência calcula-se de acordo com a Tabela 6.3. A cláusula 4.3.4.2.1 (16) da EN 1994-1-2, define que, no caso de vigas mistas, não é necessário considerar qualquer redução da resistência mecânica do betão para temperaturas inferiores a 250 °C. No entanto, dado que, para as lajes mistas, aquele Eurocódigo é omissivo, considera-se a temperatura de 100°C o limite para o qual não há diminuição das propriedades mecânicas do betão, como mostra a Tabela 7 (Vila Real et al., 2007).

Tabela 7. Coeficiente de redução da resistência do betão em função da temperatura (Vila Real et al., 2007).

Temperatura do Betão θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$
20	1
100	1
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0

Para utilizar a Tabela 7 é necessário o cálculo das temperaturas dos elementos da chapa perfilada (alma e banzos) através da Equação 40, retirada do Eurocódigo 4-1-2, Anexo D:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2 \quad (40)$$

Recorrendo à Tabela D.2 do Anexo D.2 do Eurocódigo 4-1-2, obtêm-se os valores dos coeficientes b_i indicados na expressão anterior e relativos a cada zona da chapa perfilada.

A força instalada em cada zona da chapa perfilada z_i , ou seja, nos banzos superior e inferior e na alma do perfil, calcula-se através da Equação 41.

$$z_i = k_{y,\theta,i} \cdot A_i \cdot \frac{f_{y,i}}{\gamma_{fi}} \quad (41)$$

Por outro lado, a força mobilizada pelo betão resulta da aplicação da Equação 42.

$$z_{i,c} = \alpha_{slab} \cdot A_c \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \quad (42)$$

O momento resistente é dado pela Equação 43, que considera os sentidos das forças de tração e compressão na secção transversal, de acordo com a Equação 39.

$$M_{fi,Rd} = \sum z_i \cdot b_i \quad (43)$$

Em que, z_i corresponde às forças instaladas em cada zona da chapa perfilada e da camada de betão, descritos nas Equações 41 e 42 e b_i corresponde aos braços das forças de cada parte da chapa perfilada e da camada de betão.

Finalmente, comparam-se os valores dos momentos atuante e resistente em situação de incêndio.

6.2. Abordagem baseada no desempenho

Esta secção descreve o desenvolvimento do Método de Cálculo Simplificado ou Método de Bailey que pode ser usado para calcular a resistência de placas de piso mistas retangulares. Considerando uma laje retangular simplesmente apoiada e o padrão de linhas de rotura que

se desenvolve devido à atuação de uma carga uniformemente distribuída, como representado na Figura 59.

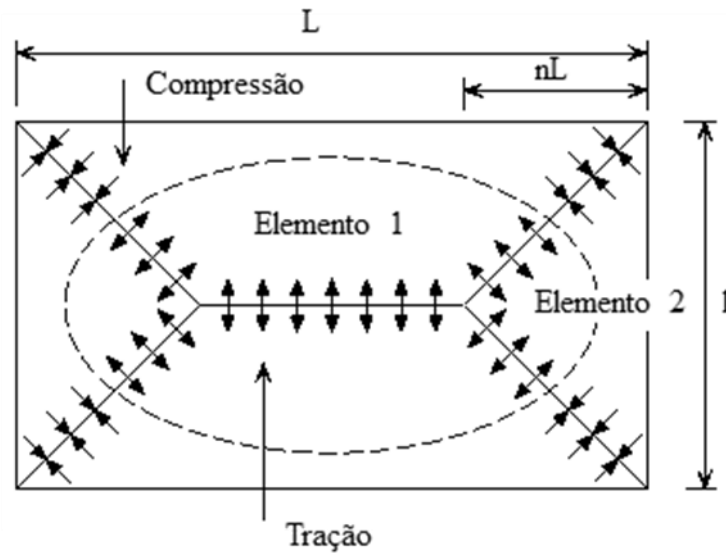


Figura 59. Distribuição das forças no plano devido à ação de membrana tracionada (Vassart & Zhao, 2012).

Hayes observou que assumindo um comportamento rígido-plástico, apenas eram permitidas translações de corpo rígido e rotações ao sistema. Outras hipóteses, como os eixos neutros ao longo das linhas de rotura serem linhas retas e o bloco de tensões do betão retangular, significam que as variações nas forças de membrana ao longo das linhas de rotura tornam-se lineares, como mostra a Figura 60. Estas hipóteses e a distribuição das forças de membrana foram adotadas por Bailey (Vassart & Zhao, 2012).

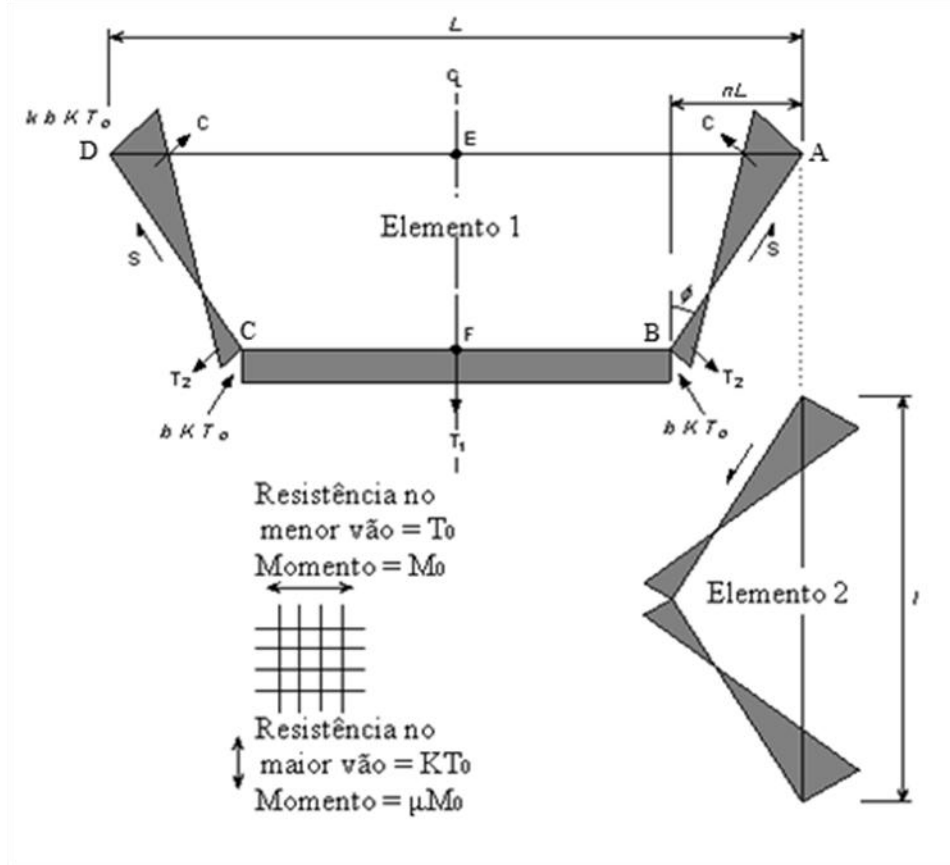


Figura 60. Distribuição das tensões para os Elementos 1 e 2 (Vassart & Zhao, 2012).

6.2.1. Dedução de uma expressão para o parâmetro K

O equilíbrio das forças T_1 , T_2 e C a atuarem no elemento 1, permite as seguintes relações, representadas na Equação 44.

$$\left\{ \begin{array}{l} S \sin \phi = (C - T_2) \cos \phi \\ -S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2} \end{array} \right\} \quad (44)$$

Das expressões anteriores resulta a Equação 45, em que T_1, T_2 representam a força de tração no Elemento 1 e 2, respetivamente, C é a força de compressão e ϕ é o ângulo definido pelo padrão das linhas de rotura.

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \quad (45)$$

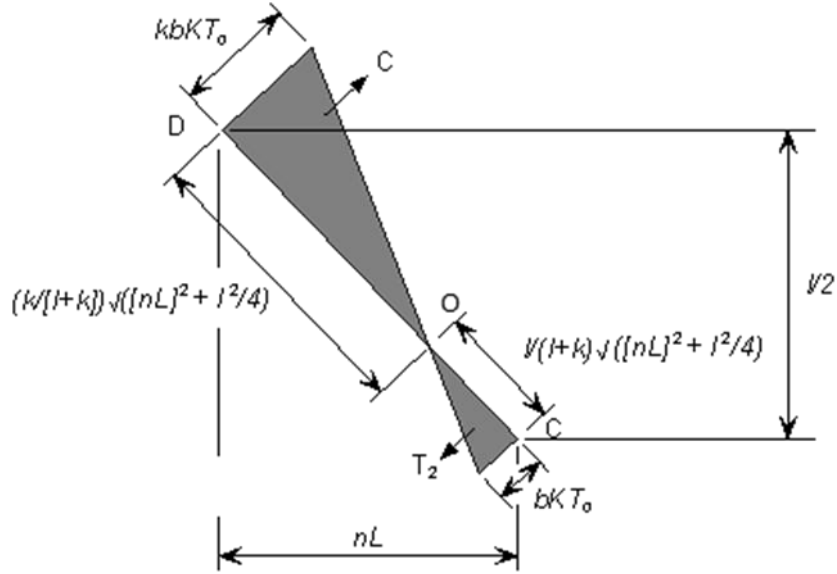


Figura 61. Distribuição das tensões ao longo da linha de rotura CD (Vassart & Zhao, 2012).

A Figura 61 mostra a geometria da distribuição de tensões ao longo da linha de rotura CD. Através da semelhança de triângulos obtém-se as distâncias \overline{OC} e \overline{DO} , necessárias para o cálculo das forças a atuar no elemento, como exposto nas relações das Equações 46 e 47.

$$\begin{cases} \overline{DO} - kbKT_0 \\ \overline{OC} - bKT_0 \end{cases} \Rightarrow \overline{DO} = k \overline{OC} \quad (46)$$

$$\begin{cases} \overline{DO} = k \overline{OC} \\ \overline{DO} + \overline{OC} = \sqrt{(nL)^2 + (l/2)^2} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \overline{OC} = \sqrt{(nL)^2 + (l/2)^2} \times \frac{1}{1+k} \\ \overline{DO} = \sqrt{(nL)^2 + (l/2)^2} \times \frac{k}{1+k} \end{cases} \quad (47)$$

Considerando as Figuras 60 e 61, chegam-se às seguintes expressões representadas nas Equações 48, 49, 50, 51.

$$T_1 = bKT_0(L - 2nL) \quad (48)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \quad (49)$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \quad (50)$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \quad (51)$$

Nas equações anteriores, os parâmetros b e k definem a magnitude da força de membrana, n é o parâmetro definido pelo padrão das linhas de rotura e $K T_0$ é a resistência da rede de armadura por unidade de comprimento (com $T_0 = \frac{A_s f_{sy, \theta_s}}{\gamma_{M, fi, s}}$, em que A_s é a área da secção transversal da rede de armadura, f_{sy, θ_s} corresponde à tensão de cedência efetiva do aço a temperatura elevada e $\gamma_{M, fi, s}$ é o fator parcial de segurança para o material em situação de incêndio).

O parâmetro k resulta da substituição das Equações 48 à 51 na Equação 45, surgindo a Equação 52.

$$\frac{bKT_0(L - 2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \quad (52)$$

Organizando a expressão anterior surge o parâmetro k , calculado através da Equação 53.

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (53)$$

6.2.2. Dedução de uma expressão para o parâmetro b

Considerando a rotura da armadura sobre o menor vão da laje, pode-se desenvolver uma expressão que defina o parâmetro b . Na Figura 62, a linha EF representa a localização da rotura da rede de armadura, que origina uma fissura em toda a profundidade da laje. Pode-se obter uma solução de limite superior para o momento resistente ao longo da linha EF, assumindo que toda a armadura ao longo da secção tem uma tensão de cedência f_{sy} e que o centro de aplicação do bloco de tensões à compressão está localizado em E. Assume-se que a Equação 54 é válida.

$$f_t = k_t f_{sy} \quad (54)$$

Em que f_{sy} é a tensão de cedência das armaduras de aço e k_t é a relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência (f_t/f_{sy}).

De acordo com a parte 1.1 do Eurocódigo 2, o coeficiente k_t varia entre 1,05 e 1,35 para o cálculo à temperatura normal. No entanto, em situação de incêndio, este coeficiente deve ser 1.

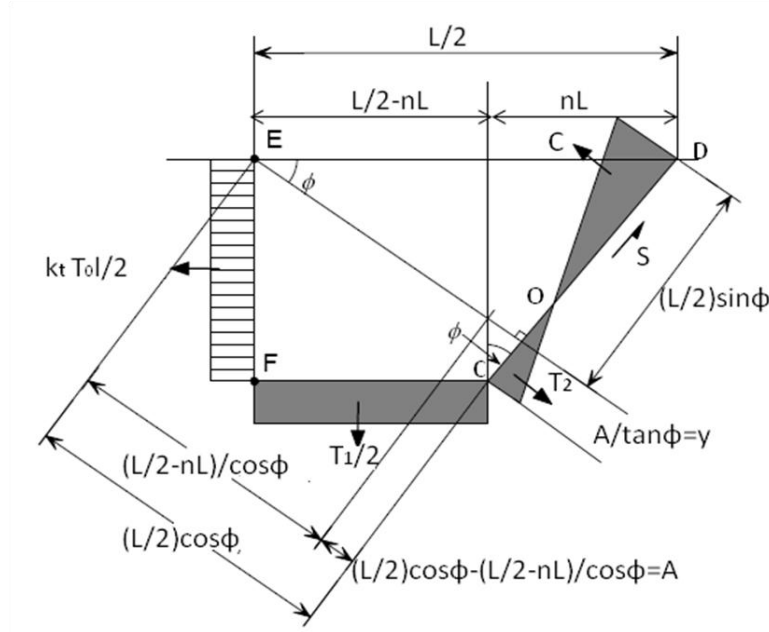


Figura 62. Distribuição das tensões ao longo da linha EF (Vassart & Zhao, 2012).

Do equilíbrio de momentos no ponto E resulta a Equação 55.

$$\sum M_E = 0 \Leftrightarrow T_2 \times (y - \frac{1}{3} \overline{OC}) + C \times (\frac{L}{2} \sin \phi - \frac{1}{3} \overline{DO}) + S \times \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \times (\frac{L}{2} - nL) / 2 - T_0 \times \frac{l}{2} \times \frac{l}{4} = 0 \quad (55)$$

Substituindo as distâncias resulta a Equação 56.

$$\begin{aligned} & T_2 \left[\left(\frac{L}{2} \cos \phi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{\cos \phi} \right) \frac{1}{\tan \phi} - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] + \\ & C \left[\frac{L}{2} \sin \phi - \frac{l}{3} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\ & + S \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_t T_o l^2}{8} \end{aligned} \quad (56)$$

Em que, $\cos \phi = \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$ e $\tan \phi = \frac{nL}{(l/2)}$.

Reorganizando a Equação 56 obtém-se a Equação 57, que por sua vez dá origem à Equação 58 e que representa o parâmetro b .

$$\begin{aligned} & \frac{b}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\left(\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right) \right] \\ & + \frac{b}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \\ & + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{k_t l^2}{8K} \end{aligned} \quad (57)$$

$$b = \frac{k_t l^2}{8K(A+B+C-D)} \quad (58)$$

Os parâmetros A,B,C e D representados na Equação 58 obtêm-se através da aplicação das Equações 59, 60, 61 e 62.

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \quad (59)$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \quad (60)$$

$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1) \quad (61)$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) \quad (62)$$

A capacidade de suporte de carga para os Elementos 1 e 2 da laje pode ser determinada considerando a contribuição das forças de membrana para a capacidade de suporte de carga e para a resistência e no aumento na resistência à flexão ao longo das linhas de rotura, separadamente. Estes efeitos são expressos num fator de majoração, a ser aplicado à solução do limite inferior da resistência da linha de rotura. Inicialmente, os efeitos do

esforço transverso no plano da laje, S (Figura 60) ou de qualquer esforço de corte vertical nas linhas de rotura são ignorados, resultando em duas cargas diferentes para os Elementos 1 e 2. Posteriormente, é calculado o valor médio, considerando a contribuição dos esforços de corte.

6.2.3. Momento resistente ao longo das linhas de rotura

Os momentos resistentes de flexão $\mu M_{o,fi,Rd}$ e $M_{o,fi,Rd}$ por unidade de comprimento da laje em cada direção ortogonal são dados pela Figura 63.

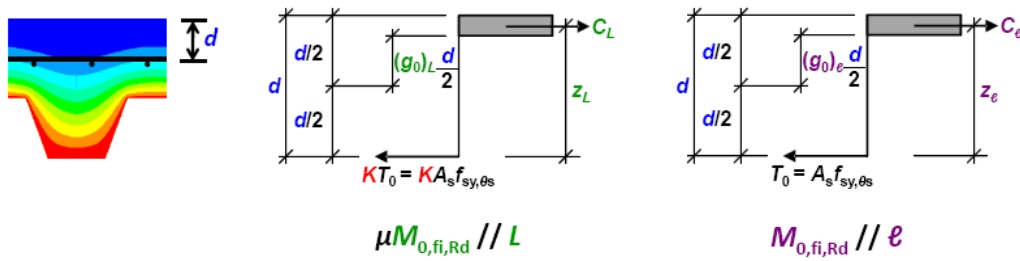


Figura 63. Cálculo do momento resistente.

Para o maior vão e pelo equilíbrio do sistema representado na Figura 63, surgem as relações expressas na Equação 63.

$$C_l = T_0 \quad e \quad M_{o,fi,Rd} = T_0 \times z_l = C_l \times z_l \quad (63)$$

A distância z_l toma o valor apresentado na Equação 64.

$$z_l = d - \left(\frac{d/2 - (g_0)_L d/2}{2} \right) = d \left(\frac{3 + (g_0)_L}{4} \right) \quad (64)$$

Logo o momento resistente no maior vão é dado pela Equação 65.

$$M_{o,fi,Rd} = \left(\frac{A_s f_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \right) \times d \left(\frac{3 + (g_0)_L}{4} \right) \quad (65)$$

O momento resistente no menor vão obtém-se de forma idêntica, resultando na Equação 66.

$$\mu M_{0,fi,Rd} = K \left(\frac{A_s f_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \right) \times d \left(\frac{3 + (g_0)_l}{4} \right) \quad (66)$$

Onde,

$(g_0)_1, (g_0)_2$ são parâmetros que definem o bloco de tensões de flexão nas duas direções ortogonais (ver Figura 63)

d_1, d_2 são as distâncias entre o topo da laje e os eixos da armadura em cada direção.

6.2.4. Efeito das forças de membrana na resistência à flexão

O efeito das forças de membrana na resistência à flexão ao longo das linhas de rotura é avaliado considerando o critério de rotura com a presença da carga axial, tal como determinado por Wood. No caso do menor vão, o momento de flexão na presença de força axial é dado pela Equação 67.

$$\frac{M_N}{\mu M_{0,fi,Rd}} = 1 + \alpha_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (67)$$

Na equação anterior, os coeficientes α_1 e β_1 calculam-se através da Equação 68.

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_l}{3 + (g_0)_l} \quad e \quad \beta_1 = \frac{1 - (g_0)_l}{3 + (g_0)_l} \quad (68)$$

De modo idêntico para o maior vão, o momento de flexão toma o valor representado na Equação 69.

$$\frac{M_N}{M_{0,fi,Rd}} = 1 + \alpha_2 \left(\frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (69)$$

Onde, os coeficientes α_2 e β_2 são calculados com base na Equação 70.

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_L}{3 + (g_0)_L} \quad e \quad \beta_2 = \frac{1 - (g_0)_L}{3 + (g_0)_L} \quad (70)$$

O efeito das forças de membrana na resistência à flexão é calculado separadamente para cada elemento e linha de rotura, como a seguir se apresenta.

6.2.4.1. Elemento 1

Para a linha de rotura BC, representada na Figura 60 a força de membrana é constante e igual a $N = -bKT_0$. Substituindo na Equação 67 e integrando-a surge a Equação 71.

$$\int_0^{(L-2nL)} \left(\frac{M_N}{\mu M_0} \right) dx = \int_0^{(L-2nL)} \left[1 + \alpha_1 \left(\frac{-bKT_0}{KT_0} \right) - \beta_1 \left(\frac{-bKT_0}{KT_0} \right)^2 \right] dx = \int_0^{(L-2nL)} (1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) dx \quad (71)$$

$$(x - \alpha_1 bx - \beta_1 b^2 x)_0^{(L-2nL)} = \left[x(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \right]_0^{(L-2nL)} = (L - 2nL)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b)$$

Para as linhas de rotura AB e CD, representada na Figura 64.

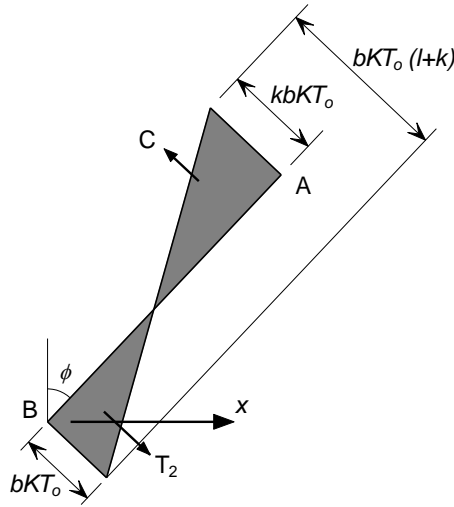


Figura 64. Forças aplicadas ao elemento 1 e linha de rotura AB (Vassart & Zhao, 2012).

A força de membrana na linha de rotura AB, a uma distância de x até B é dada pela Equação 72.

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL} (K+1)bKT_0 = N_x = bKT_0 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) \quad (72)$$

Substituindo na Equação 67 dá, para as linhas de rotura AB e CD, a Equação 73.

$$\begin{aligned}
2 \int_0^{nL} \frac{M_N(x)}{M_{0,fi,Rd}} dx &= 2 \int_0^{nL} \left[1 + \alpha_1 b \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) - \beta_1 b^2 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx \\
2 \left[x + \alpha_1 b \left(\frac{x^2}{2} \frac{(k+1)}{nL} - x \right) - \beta_1 b^2 \left(\frac{x^3}{3} \left(\frac{k+1}{nL} \right)^2 + x - \frac{2x^2}{2} \frac{k+1}{nL} \right) \right]_0^{nL} \\
2nL \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]
\end{aligned} \quad (73)$$

A majoração da resistência à flexão devido às forças de membrana no elemento 1 obtém-se somando a resistência à flexão das linhas de rotura e é dada pela Equação 74.

$$e_{1b} = \frac{M_N}{\mu M_{0,fi,Rd} L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (74)$$

6.2.4.2. Elemento 2

Relativamente à Figura 65 para o Elemento 2, a força a uma distância y de B pode ser expressa como a Equação 75.

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{l/2} (k+1)bKT_0 \quad (75)$$

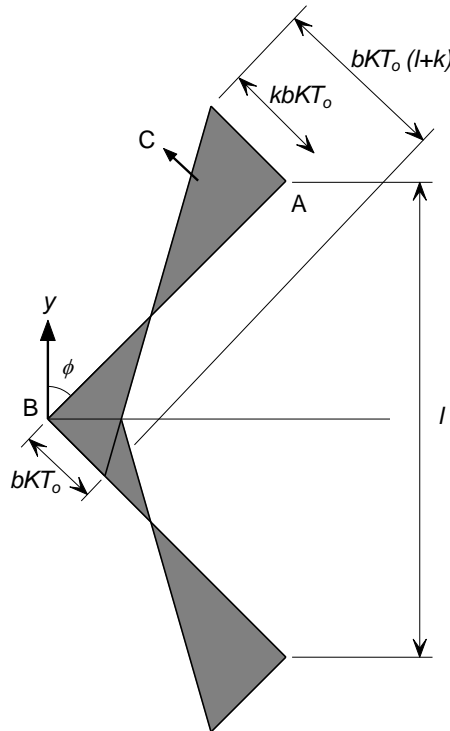


Figura 65. Forças aplicadas ao elemento 2 (Vassart & Zhao, 2012).

Rearranjando a equação anterior, resulta a Equação 76.

$$N_y = bKT_0 \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) \quad (76)$$

Substituindo na Equação 69 surge a Equação 77.

$$\begin{aligned} \int_0^{l/2} \frac{M_N(y)}{M_{0,fi,Rd}} dy &= 2 \int_0^{l/2} \left[1 + \alpha_2 bK \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K^2 \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy \\ \int_0^{l/2} \frac{M_N(y)}{M_{0,fi,Rd}} dy &= 2 \left[y + \alpha_2 bK \left(\frac{y^2}{2} \frac{2(k+1)}{l} - y \right) - \beta_2 b^2 K^2 \left(\frac{y^3}{3} \frac{4(k+1)^2}{l^2} + y - \frac{y^2}{2} \frac{4(k+1)}{l} \right) \right]_0^{l/2} \\ \int_0^{l/2} \frac{M_N(y)}{M_{0,fi,Rd}} dy &= l \left[1 + \frac{\alpha_2 bK}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] \end{aligned} \quad (77)$$

Que dá o fator de majoração devido aos efeitos das forças de membrana na resistência à flexão, de acordo com a formulação escrita na Equação 78.

$$e_{2b} = \frac{M_N}{M_{0,fi,Rd} l} = 1 + \frac{\alpha_2 bK}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K^2}{3} (k^2 - k + 1) \quad (78)$$

6.2.5. Momento resistente devido ao efeito de membrana

6.2.5.1. Elemento 1

De acordo com a Figura 66, o momento no apoio devido à força de membrana é dado pela Equação 79.

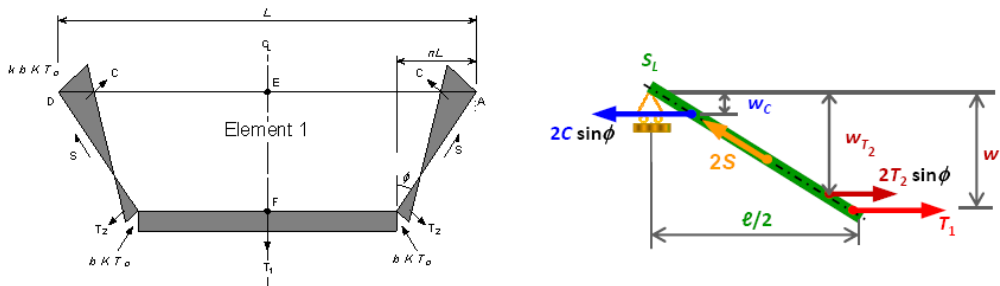


Figura 66. Cálculo do momento provocado pela força de membrana.

$$M_{fi,Rd,1m} = T_1 \times w + 2T_2 \sin \phi \times w_{T_2} - 2C \sin \phi \times w_c \quad (79)$$

As distâncias w , w_{T_2} e w_c resultam da aplicação do Teorema de Tales:

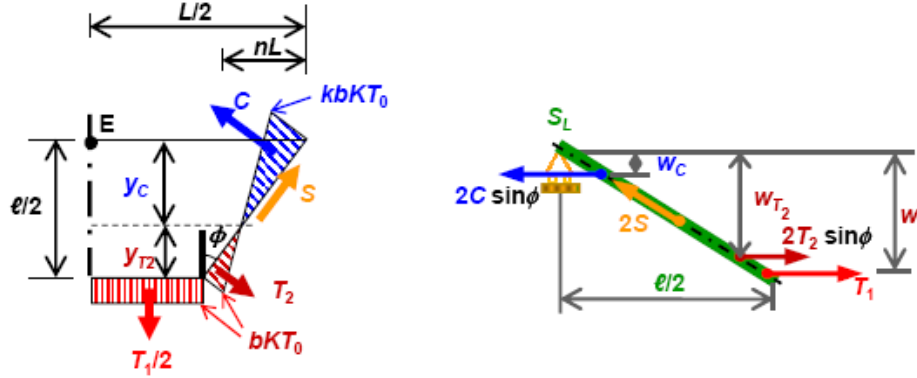


Figura 67. Relação entre as distâncias a considerar no cálculo do momento provocado pela força de membrana para o elemento 1.

Da Figura 67 é possível fazer as relações escritas nas Equações 80 e 81.

$$\begin{cases} y_c - kbKT_0 \\ y_{T_2} - bKT_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_c = k y_{T_2} \\ y_c + y_{T_2} = l/2 \end{cases} \text{ resultando } \begin{cases} y_c = \frac{k}{k+1} l/2 \\ y_{T_2} = \frac{l/2}{k+1} \end{cases} \quad (80)$$

$$\begin{cases} w - l/2 \\ w_{T_2} - y_c + 2/3 y_{T_2} \end{cases} \Rightarrow w_{T_2} = \frac{w(y_c + 2/3 y_{T_2})}{l/2} = \frac{w}{l/2} \left(\frac{k}{k+1} \times \frac{l}{2} + \frac{2}{3} \times \frac{l}{2} \times \frac{1}{k+1} \right) = w \left(\frac{3k+2}{3(k+1)} \right)$$

$$\begin{cases} w - l/2 \\ w_c - 1/3 y_c \end{cases} \Rightarrow w_c = \frac{w(1/3 y_c)}{l/2} = \frac{w}{l/2} \frac{k}{k+1} + \frac{1}{3} \times \frac{l}{2} = w \left(\frac{k}{3(k+1)} \right) \quad (81)$$

O momento será então a força a multiplicar pela distância, como representado na Equação 82.

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd,1m} &= bKT_0(L - 2nL) \times w + 2 \times \frac{1}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + l^2/4} \times \frac{bKT_0}{2} \times \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + l^2/4}} \times w \times \frac{3k+2}{3(k+1)} - \\ & 2 \times \frac{k}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + l^2/4} \times \frac{kbKT_0}{2} \times \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + l^2/4}} \times w \times \frac{k}{3(k+1)} \\ M_{fi,Rd,1m} &= bKT_0(L - 2nL) \times w + bKT_0 nL w \left(\frac{3k+2}{3(k+1)^2} \right) - bKT_0 nL w \left(\frac{k^3}{3(k+1)^2} \right) \end{aligned} \quad (82)$$

$$M_{fi,Rd,1m} = bKT_0Lw \left[(1-2n) + n \left(\frac{3k+2-k^3}{3(k+1)^2} \right) \right]$$

Onde $M_{fi,Rd,1m}$ é o momento sobre o apoio devido às forças de membrana para o elemento 1.

6.2.5.2. Elemento 2

De acordo com a Figura 68, o momento no apoio devido à força de membrana vale o escrito na Equação 83.

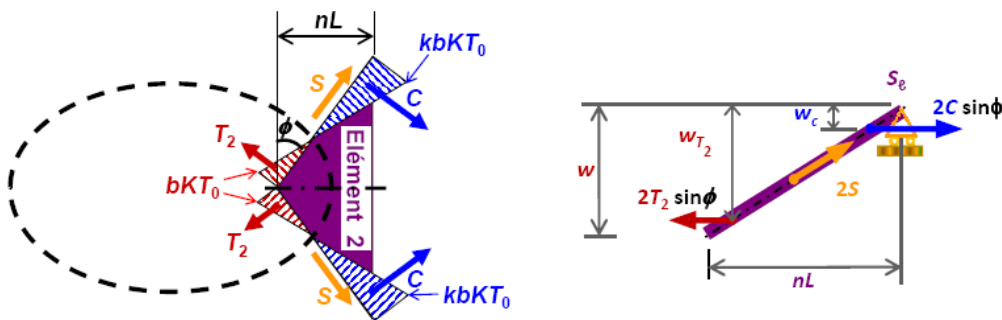


Figura 68. Cálculo do momento provocado pela força de membrana.

$$M_{fi,Rd,2m} = 2T_2 \sin \phi \times w_{T_2} - 2C \sin \phi \times w_c \quad (83)$$

As distâncias w_{T_2} e w_c resultam da aplicação do Teorema de Tales. A Figura 69 permite fazer as relações presentes nas Equações 84 e 85.

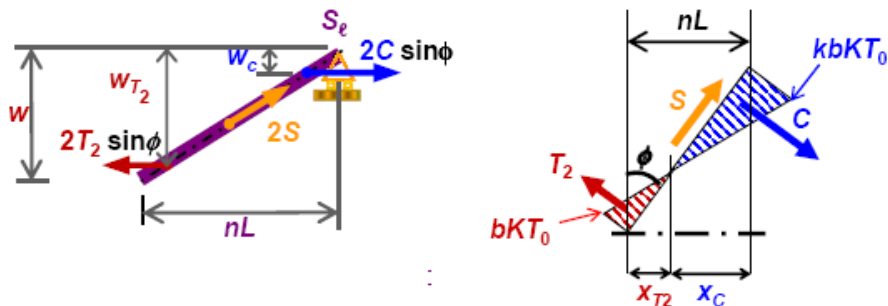


Figura 69. Relação entre as distâncias a considerar no cálculo do momento provocado pela força de membrana para o elemento 2.

$$\begin{cases} x_c - kbKT_0 \\ x_{T_2} - bKT_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_c = k x_{T_2} \\ x_c + x_{T_2} = nL \end{cases} \text{ resultando } \begin{cases} x_c = \frac{k}{k+1} nL \\ x_{T_2} = \frac{nL}{k+1} \end{cases} \quad (84)$$

$$\begin{cases} w - nL \\ w_{T_2} - x_c + 2/3x_{T_2} \end{cases} \Rightarrow w_{T_2} = \frac{w(x_c + 2/3x_{T_2})}{nL} = \frac{w}{nL} \left(\frac{k}{k+1} \times nL + \frac{2}{3} \times nL \times \frac{1}{k+1} \right) = w \left(\frac{3k+2}{3(k+1)} \right)$$

$$\begin{cases} w - nL \\ w_c - 1/3x_c \end{cases} \Rightarrow w_c = \frac{w(1/3x_c)}{nL} = \frac{w}{nL} \frac{k}{k+1} + \frac{1}{3} \times nL = w \left(\frac{k}{3(k+1)} \right) \quad (85)$$

O momento será então a força a multiplicar pela distância, como representado na Equação 86

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd,2m} &= 2 \times \frac{1}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + l^2/4} \times \frac{bKT_0}{2} \times \frac{l/2}{\sqrt{(nL)^2 + l^2/4}} \times w \times \frac{2+3k}{3(k+1)} - \\ &2 \times \frac{k}{1+k} \sqrt{(nL)^2 + l^2/4} \times \frac{kbKT_0}{2} \times \frac{l/2}{\sqrt{(nL)^2 + l^2/4}} \times w \times \frac{k}{3(k+1)} \\ M_{fi,Rd,2m} &= bKT_0 lw \left(\frac{2+3k}{6(k+1)^2} - \frac{k^3}{6(k+1)^2} \right) = bKT_0 lw \left(\frac{2+3k-k^3}{6(k+1)^2} \right) \end{aligned} \quad (86)$$

Em que, $M_{fi,Rd,2m}$ é o momento em torno do apoio provocado pelos esforços de membrana no elemento 2.

As Equações 82 e 86 definem a contribuição das forças de membrana para a capacidade de suporte de carga, que necessita de ser adicionada à contribuição devido ao aumento da resistência à flexão nas áreas onde a laje está sujeita a forças de compressão. Por simplicidade, a contribuição das forças de membrana e do aumento da resistência à flexão será relacionada com a carga última obtida pela Teoria das Linhas Rotura. Isto permite o cálculo de um fator de majoração para ambas as forças de membrana e também para os momentos de flexão aumentados. Estes fatores de majoração podem finalmente ser adicionados para fornecer uma melhoria global da capacidade de carga da laje devido às ações de membrana (Vassart & Zhao, 2012).

Dividindo $M_{fi,Rd,1m}$ por $\mu M_{0,fi,Rd} L$, a resistência à flexão da laje, sem esforço axial, permite que o efeito das ações de membrana de tração seja expresso como um ganho da resistência à flexão na linha de rotura, como ilustrado na Figura 70.

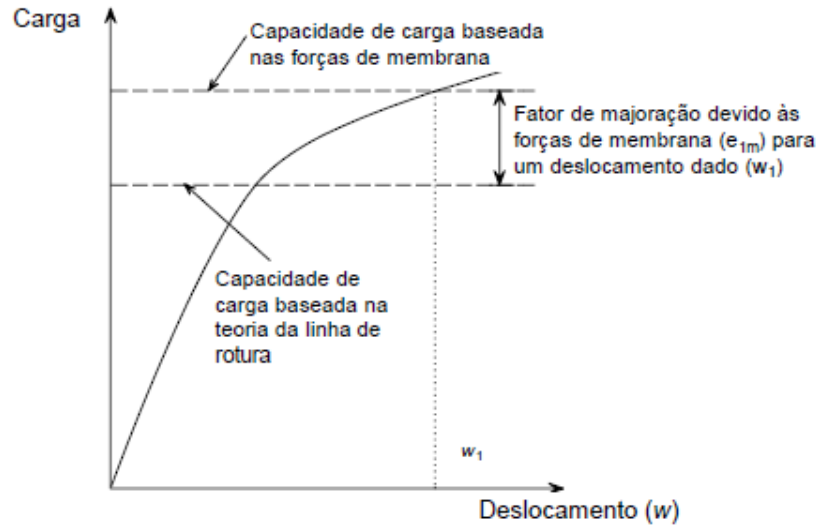


Figura 70. Fator de majoração devido à força de membrana (Vassart & Zhao, 2012).

O efeito da ação de membrana tracionada pode ser expresso como um acréscimo da resistência da linha de rotura, dividindo o momento no apoio devido à ação de membrana $M_{fi,Rd,2m}$ pelo momento resistente na direção longitudinal, sem a presença de força de tração $M_{0,fi,Rd} l$. (Vassart & Zhao, 2012)

O fator de majoração e_{1m} e e_{2m} é dado pelas Equações 87 e 88, respetivamente.

$$e_{1m} = \frac{M_{fi,Rd,1m}}{\mu M_{0,fi,Rd} L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (87)$$

$$e_{2m} = \frac{M_{fi,Rd,2m}}{M_{0,fi,Rd} l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (88)$$

As Equações 87, 88, 74 e 78 fornecem a contribuição para a capacidade de suporte de cargas devido às forças de membrana e o efeito das forças de membrana na resistência à flexão da laje.

6.2.6. Fator de majoração global:

Consequentemente, o fator de majoração combinado é obtido para cada elemento, como expresso na Equação 89.

$$\begin{aligned} \text{Elemento 1: } e_1 &= e_{1m} + e_{1b} \\ \text{Elemento 2: } e_2 &= e_{2m} + e_{2b} \end{aligned} \quad (89)$$

Como dito anteriormente, os valores e_1 e e_2 , calculados com base no equilíbrio dos elementos 1 e 2 não são iguais e Hayes sugere que esta diferença pode ser explicada pelo efeito do esforço transversal e que a melhoria global é dada pela Equação 90 (Vassart & Zhao, 2012).

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (90)$$

6.2.7. Capacidade de suporte de cargas da laje sob o efeito de membrana

Como dito no capítulo anterior, a capacidade de flexão total da laje mista em condições de incêndio calcula-se através da aplicação da Equação 91.

$$q_{fi,Rd} = e p_{fi} + q_{fi,Rd,ub} \quad (91)$$

Em que, $q_{fi,Rd}$ é a carga total suportada pelo sistema de laje mista, p_{fi} é a capacidade de suporte de carga da laje obtida pelo Método das Linhas de Rotura, e é o fator de majoração devido à ação de membrana desenvolvida na laje durante o incêndio e $q_{fi,Rd,ub}$ é capacidade de suporte de carga considerando as vigas mistas não protegidas.

6.2.8. Rotura à compressão do betão

O fator de majoração representado na Equação 90 foi obtido considerando a rotura à tração da rede de armadura. No entanto, a rotura à compressão do betão próximo dos cantos da laje também deve ser considerada como um possível modo de rotura, que em alguns casos pode conduzir à fratura da rede de armadura (Vassart & Zhao, 2012).

De acordo com a Figura 60, a força compressiva máxima nos cantos da laje é dada por $kbKT_0$, mas a força compressiva devido à flexão também deve ser considerada no cálculo. Assumindo que o comprimento máximo do bloco de tensões é limitado a $0,45d$ e adotando um comprimento efetivo médio para a armadura em ambas as direções ortogonais, surge a Equação 92 (Vassart & Zhao, 2012).

$$kbKT_0 + \left(\frac{KT_0 + T_0}{2} \right) = 0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) \quad (92)$$

Onde f_{ck} é a resistência à compressão do betão em cilindros e d_1 e d_2 é a profundidade da armadura nas duas direções.

Resolvendo a expressão anterior em ordem à constante b, resulta a Equação 93.

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left(\frac{K+1}{2} \right) \right) \quad (93)$$

A constante b será então o menor valor dado pelas Equações 58 e 93.

6.3. Critério de rotura

Foram observados dois modos de rotura em ensaios realizados à temperatura ambiente e elevada, dependendo da percentagem de armadura, relação geométrica da laje e ductilidade da armadura. A fratura da armadura na direção do menor vão dominou o modo de rotura na maioria das lajes levemente armadas, enquanto as lajes fortemente armadas e lajes com armadura de ductilidade elevada podem experimentar rotura compressiva nos cantos da laje. Ambos os modos de rotura são considerados pelo Método de Cálculo Simplificado descrito atrás.

A maioria dos ensaios realizados à temperatura elevada em lajes de betão simplesmente apoiadas falharam devido à profundidade da fenda formada ao longo do menor vão da laje, como mostra a Figura 71. O Método de Cálculo Simplificado descrito anteriormente prevê a capacidade de suporte de carga para uma dada deformação. Esta secção descreve a dedução de uma expressão para estimar a deformação da laje pouco antes da rotura, que é exigida para o cálculo dos efeitos da ação de membrana (Vassart & Zhao, 2012).

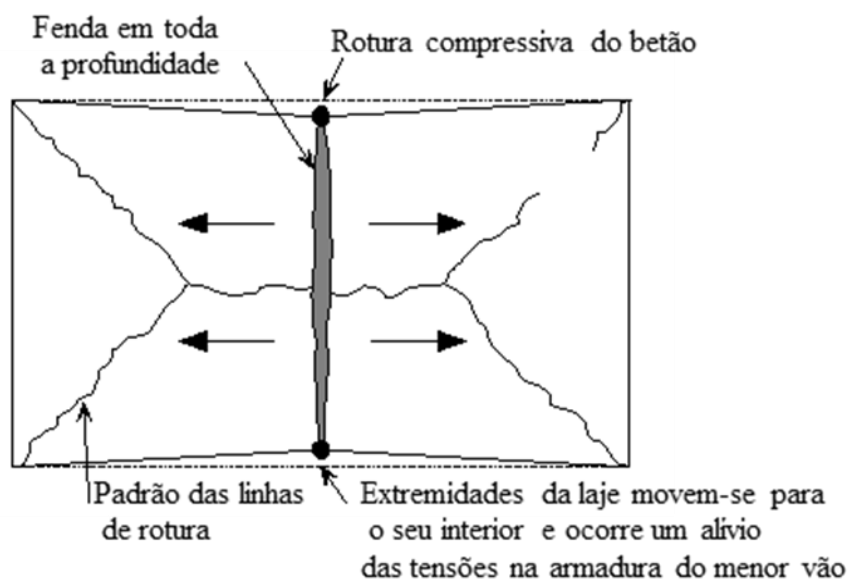


Figura 71. Ruptura tracionada da laje devido à fratura da armadura (Vassart & Zhao, 2012).

6.3.1. Deformação da laje

Como o Método de Cálculo Simplificado é baseado na Teoria Plástica, a deformação não pode ser calculada usando este método de cálculo. No entanto, de modo a calcular as forças de membrana, um valor da deformação da laje antes da ruptura tem de ser calculado. Este cálculo inclui as deformações térmicas devido ao gradiente térmico da laje, assim como a deformação mecânica da armadura (Vassart & Zhao, 2012).

6.3.1.1. Efeitos térmicos

Com base em investigações anteriores, quando a deformação máxima da laje é superior a 0,5 vezes a sua espessura e as forças de tração começam a desenvolver-se no centro da laje, qualquer restrição no plano à dilatação térmica irá aumentar os deslocamentos verticais (isto é, a laje está na fase pós encurvadura) e portanto a ação de membrana de tração também aumenta. De forma conservativa, e com o intuito de permitir o uso desta abordagem para lajes de bordo, este efeito benéfico é ignorado e a laje é assumida como livre a deslocamentos horizontais (Vassart & Zhao, 2012).

A laje mista em condições de fogo irá experimentar curvatura térmica, que, para uma laje sem restrição, aumenta o deslocamento vertical sem induzir qualquer tensão mecânica

na rede da armadura. Se a distribuição de temperatura na laje é assumida como linear então os deslocamentos causados pela deformação térmica é calculado através da Equação 94.

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h} \quad (94)$$

Onde

- w deslocamento vertical;
- α coeficiente de expansão térmico;
- T_2 temperatura na face inferior da laje;
- T_1 temperatura na face superior da laje;
- h espessura da laje.

Numa laje simplesmente apoiada sujeita unicamente a variações de temperatura, como representada na Figura 72 o momento provocado é nulo.

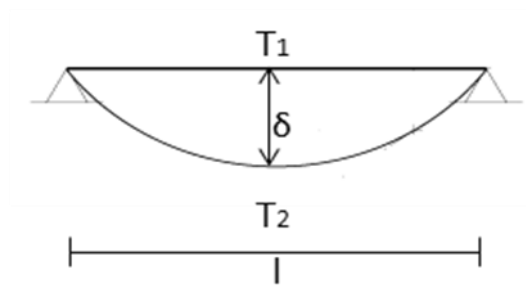


Figura 72. Laje simplesmente apoiada sujeita a variações de temperatura.

O cálculo do deslocamento vertical da laje devido à deformação térmica é obtido através do Teorema dos Trabalhos Virtuais. Considerando que a estrutura é carregada com uma carga unitária fictícia a meio vão, como representado na Figura 73.

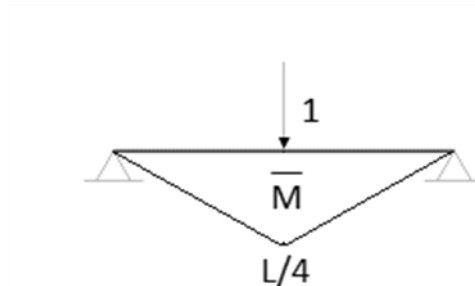


Figura 73. Deformação de uma laje simplesmente apoiada com carga unitária fictícia.

Aplicando o Teorema dos Trabalhos Virtuais à solicitação unidade considerada, surge a Equação 95.

$$\begin{aligned} \sum \overline{Q}_m \delta_m &= \int \frac{\overline{M} M}{EI} ds + \int \frac{\overline{M} \alpha (T_2 - T_1)}{h} ds \\ 1 \times \delta &= \alpha \frac{T_2 - T_1}{h} \int \overline{M} ds = \alpha \frac{T_2 - T_1}{h} \times l \times \frac{l}{4} \times \frac{1}{2} \end{aligned} \quad (95)$$

Então o deslocamento vertical da laje devido aos efeitos térmicos vale o escrito na Equação 96.

$$\omega_\theta = \frac{\alpha (T_2 - T_1)}{8h} l^2 \quad (96)$$

Esta fórmula é baseada numa temperatura constante em todo o compartimento de incêndio. Para o deslocamento calculado, permitindo condições de incêndio reais, onde o aquecimento uniforme é menos provável, um fator de redução de 2,0 é aplicado à anterior expressão. Isto resulta num valor de cálculo de deslocamento vertical devido à curvatura térmica dado pela Equação 97.

$$\omega_\theta = \frac{\alpha (T_2 - T_1)}{16h} l^2 \quad (97)$$

Onde l é o comprimento do menor vão da laje

6.3.1.2. Extensões mecânicas na armadura

Assumindo um cabo uniforme e perfeitamente flexível fixo nos pontos A e B e submetido à ação de uma carga vertical distribuída, como mostra a Figura 74.

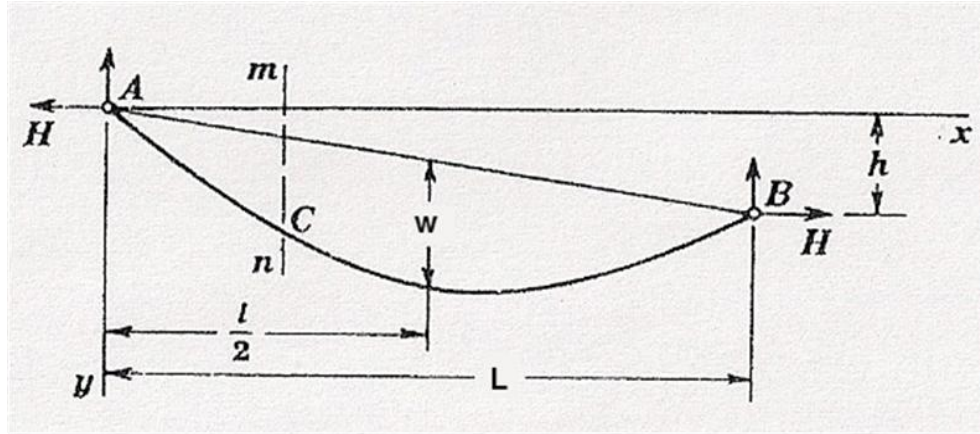


Figura 74. Cabo flexível AB de deformação w (Timoshenko & Young, 1965).

Então, a ordenada y de qualquer ponto C do cabo é obtida a partir da equação de momentos em relação às forças à esquerda de C , que dá a Equação 98 (Timoshenko & Young, 1965).

$$M_x + H \frac{h}{L} x - Hy = 0 \quad (a) \quad (98)$$

Nesta equação M_x indica o momento de flexão na secção mn de uma viga simplesmente apoiada de vão L e suportando a carga que atua no cabo, H é a componente horizontal da força de tração do cabo, e h é a diferença de altura entre as extremidades do cabo. No caso particular de a carga de intensidade p ser uniformemente distribuída ao longo da projeção horizontal do cabo tem-se a Equação 99.

$$M_x = \frac{px}{2}(L - x) \quad (99)$$

Se as extremidades do cabo estão ao mesmo nível, a partir da Equação 98 obtém-se a Equação 100.

$$y = \frac{px}{2H}(L - x) \quad (100)$$

Se f for medido a partir do meio da linha AB , que une as extremidades do cabo, como mostra na Figura 73 o comprimento da curva L_c é obtido a partir da Equação 101

$$L_c = \int_0^l (1 + y'^2)^{1/2} dx \quad (101)$$

Desenvolvendo a expressão anterior numa série e substituindo y na expressão, obtém-se a Equação 102.

$$L_c = l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{w^2}{L^2} - \frac{32}{5} \frac{w^4}{L^4} + \frac{256}{7} \frac{w^6}{L^6} - \dots \right) \quad (102)$$

No caso de curvas parabólicas planas, em que, se pode usar apenas os dois primeiros termos da série e utilizar a seguinte Equação 103

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right) \quad (103)$$

Onde

L_c é o comprimento da curva;

L é o comprimento do vão maior da laje para deslocamento zero;

w é o deslocamento vertical da curva.

Assim, a tensão na armadura pode ser calculada pela Equação 104.

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2} \quad (105)$$

Esta equação assume que a extensão é a mesma ao longo do comprimento da laje. Na realidade, a laje terá a contribuição do betão tracionado com as extensões concentradas nos locais onde as fendas irão ocorrer. A armadura ao longo da fenda também irá experimentar um aumento significativo de extensão, resultando numa eventual fratura da armadura. Portanto, para permitir a contribuição do betão tracionado, o deslocamento devido à extensão na armadura w_ε é baseado num valor médio conservativo da extensão média calculada com uma tensão igual a metade da tensão de cedência à temperatura normal (Vassart & Zhao, 2012). O deslocamento é então dado pela Equação 106.

$$w_\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (106)$$

Na equação anterior, E_s é o módulo de elasticidade do aço à temperatura normal e f_{sy} é a tensão de cedência da armadura à temperatura normal.

A deformação devido às extensões na armadura calculada usando a Equação 106 foi comparada às deformações máximas medidas em ensaios à temperatura normal. Em todos os casos considerados, o deslocamento previsto pela equação, foi menor que o deslocamento máximo registado em ensaios (Vassart & Zhao, 2012).

6.3.1.3. Deformação da laje para o cálculo das forças de membrana

A ação de membrana tracionada da laje é então calculada com base no deslocamento da laje através da combinação das componentes devido à curvatura térmica e às extensões na armadura, resultando na Equação 107.

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right)} \frac{3L^2}{8} \quad (107)$$

Esta equação resulta em estimativas conservativas da capacidade de suporte de cargas, uma vez que (Vassart & Zhao, 2012):

- os deslocamentos verticais calculados devido à curvatura térmica são divididos por 2,0;
- a curvatura térmica é calculada baseada no menor vão da laje;
- qualquer deslocamento vertical adicional devido à restrição à dilatação térmica da laje, quando a laje está no estado de pós encurvadura é ignorado;
- qualquer contribuição da chapa de aço perfilada é ignorada;
- aumento na ductilidade da rede da armadura, que aumenta com a temperatura é ignorado.

6.3.2. Limites dos deslocamentos verticais

Bailey e Moore demonstraram que o Método de Cálculo apresentado atrás fornece uma previsão razoável da capacidade de carga da laje de piso quando comparado com os resultados dos Ensaios de Fogo de Cardington (Vassart & Zhao, 2012).

A expressão anterior para a deformação da laje foi comparada com as deformações máximas registadas durante os ensaios de Cardington. O objectivo era assegurar que as deformações calculadas serão conservativas quando comparadas com o comportamento real da laje antes da rotura. A desvantagem na utilização destes ensaios para esta finalidade

foi que a rotura não foi alcançada pelas lajes ensaiadas, e portanto, as deformações máximas medidas não correspondem à rotura da laje. No entanto, sabe-se que os resultados da comparação vão ser conservadores, mas o grau de conservadorismo não pode ser quantificado (Vassart & Zhao, 2012).

Em todos os casos, a Equação 107 apresenta deformações maiores que as medidas. De modo a assegurar que o limite da deformação é conservativo, a deformação foi limitada aos valores registados nos ensaios.

Para as extensões mecânicas, foi introduzido um limite adicional, como mostrado na Equação 108.

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E}\right)_{reinf}} \frac{3L^2}{8} \text{ mas } w_{\varepsilon} \leq \frac{l}{30} \quad (108)$$

Para a deformação térmica foi aumentado o fator de segurança de 2 para 2,4, fornecendo a Equação 109.

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right)} \frac{3L^2}{8}, \text{ mas não superior a } \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30} \quad (109)$$

Esta equação irá produzir resultados conservadores.

7. CASO DE ESTUDO

7.1. Descrição da estrutura

Com o objetivo de ilustrar a aplicação dos resultados do programa MACS+ e do Método de Cálculo Simplificado, este capítulo contém um caso prático baseado numa laje de pavimento mista que constitui um parque de estacionamento, representada na Figura 75.

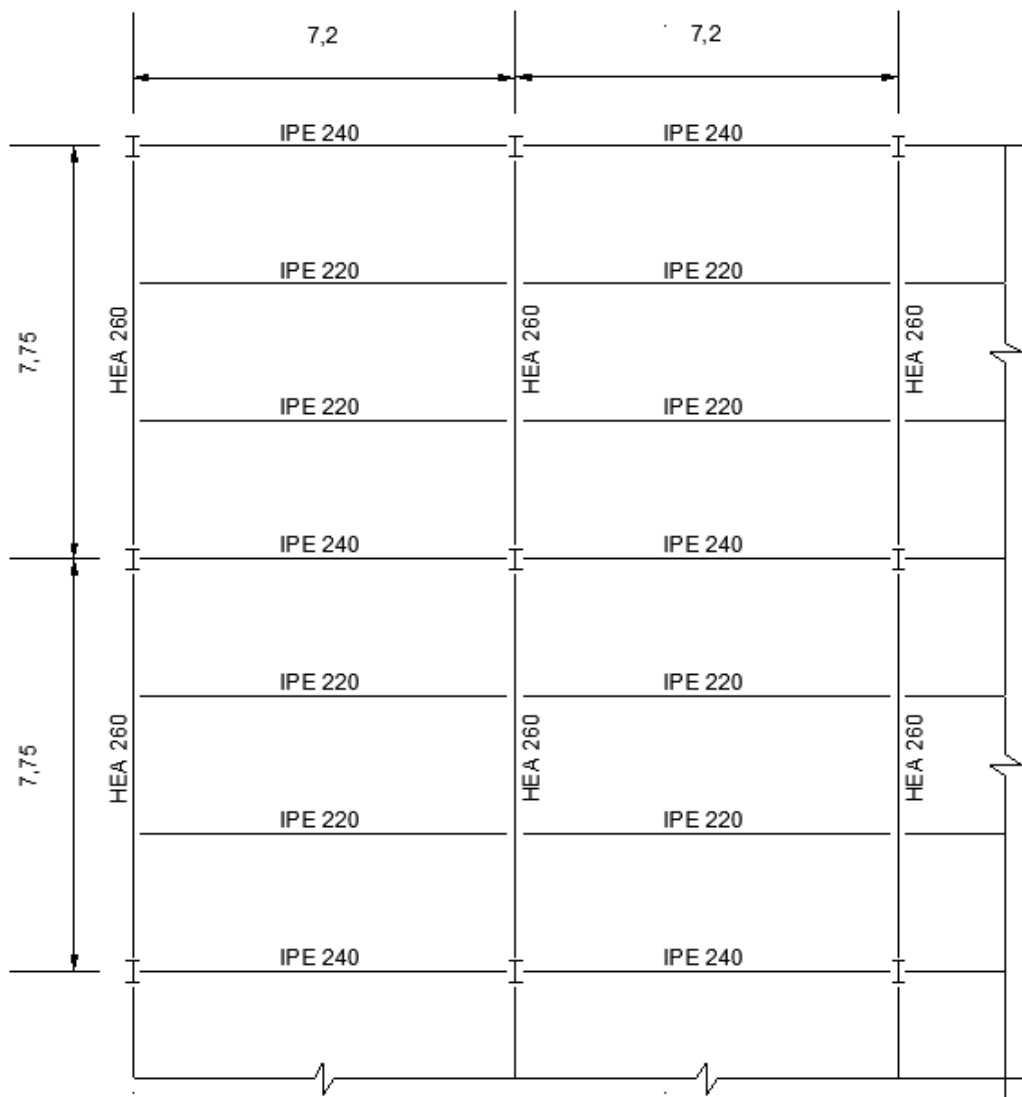


Figura 75. Disposição geral da estrutura metálica ao nível do pavimento.

Neste caso prático considera-se um tempo de resistência ao fogo de 120 minutos. A placa de pavimento é composta por uma laje mista com 135 mm de espessura, construída usando chapa perfilada metálica trapezoidal Haircol 59S, betão de massa volumica normal e uma

rede de armadura simples. As vigas internas apresentam 7,2 m de comprimento dimensionadas como vigas mistas de aço e betão. Estas vigas secundárias encontram-se também apoiadas em vigas de aço principais com vão de 7,750m.

As cargas consideradas no pavimento são as seguintes:

- ação variável devido ao tipo de ocupação: 3 kN/m^2
- ação permanente devido aos revestimentos: $0,7 \text{ kN/m}^2$
- peso próprio da laje, incluindo a rede de armadura: $2,44 \text{ kN/m}^2$
- peso próprio das vigas: $0,2 \text{ kN/m}^2$

Na viga de fachada, considera-se no dimensionamento uma carga adicional, correspondente ao revestimento das paredes exteriores, igual a 2 kN/m .

A classe do betão é de C25/30, de peso volúmico normal. A laje é reforçada com uma rede de armadura constituída por varões de 8 mm com afastamento de 150 mm, com uma tensão de cedência de 500 MPa, satisfazendo os requisitos de dimensionamento à temperatura normal, podendo o tamanho desta rede de armadura ser aumentado se o desempenho em condições de incêndio não for adequado.

Para todas as ligações entre os elementos principais da estrutura metálica utilizaram-se chapas de extremidade flexível, tendo sido dimensionadas como rotuladas, de acordo com a EN 1993-1-8.

Após a resolução do pavimento descrito na Figura 75 no programa de cálculo MACS+, verificou-se que as vigas de bordo IPE 240 das zonas de dimensionamento A e B não verificavam os requisitos de segurança, entrando em colapso, pelo que a secção foi aumentada para um perfil IPE 300. Por seu lado, com estas características, estas vigas, apesar de resistirem aos esforços exigidos, apresentavam uma temperatura crítica reduzida, tendo-se procedido à alteração para IPE 330. De realçar que após a mudança de secção, o peso próprio das vigas alterou-se para as zonas A e B de $0,2 \text{ kN/m}^2$ para $0,22 \text{ kN/m}^2$, no entanto, como o valor é reduzido e não influencia significativamente nos cálculos, irá considerar-se o valor de $0,2 \text{ kN/m}^2$ para todas as zonas de dimensionamento. Os cálculos efetuados posteriormente são baseados no pavimento representado na Figura 76.

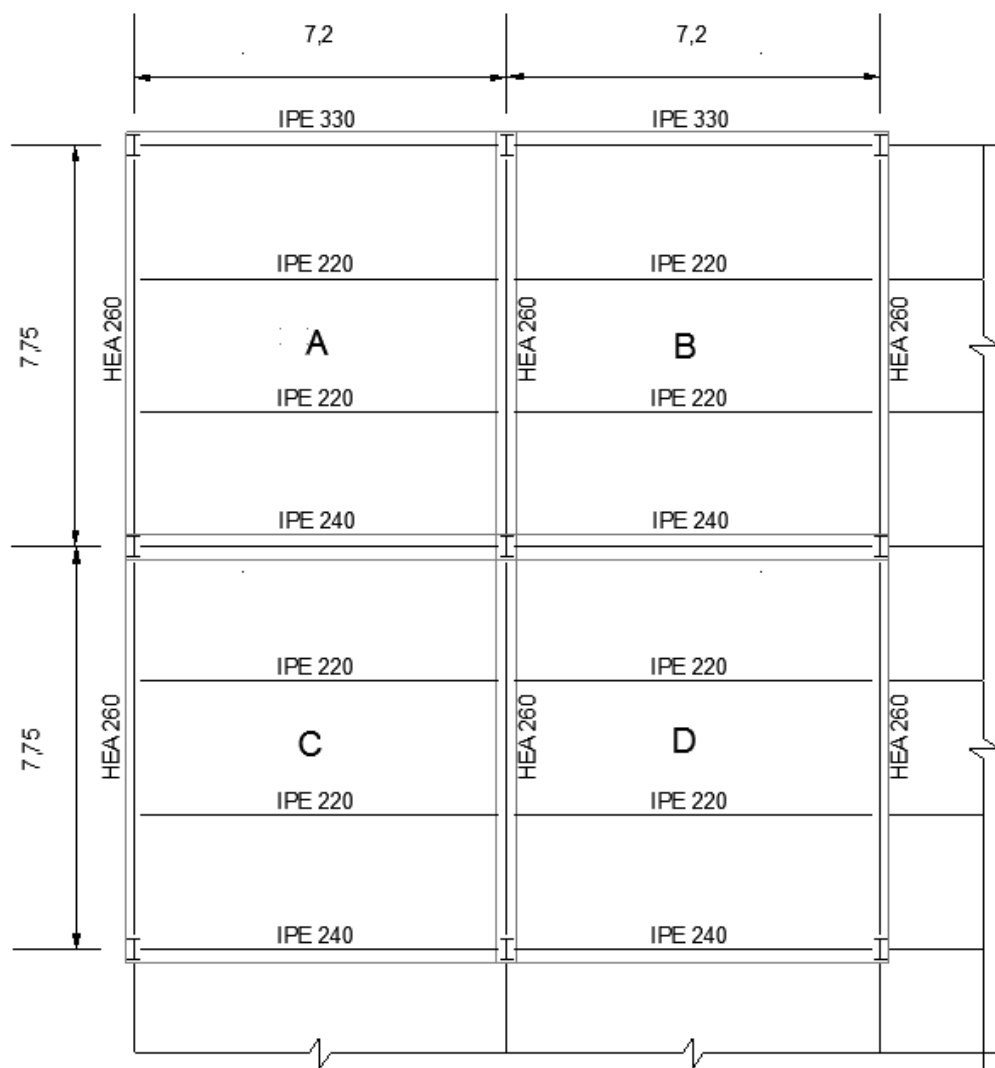


Figura 76. Zonas de dimensionamento da laje.

As seguintes verificações de segurança, realizadas à laje mista representada, são baseadas nos requisitos de concepção da mesma à temperatura normal. Se esta concepção revelar ser inadequada para as condições de incêndio apresentadas, a medida da rede de armadura e/ou a altura da laje devem ser aumentadas para melhorar o desempenho face às condições de incêndio.

7.2. Zona de dimensionamento A

Passo 1: Cálculo da transferência de calor para a laje mista Haircol 59 S

A Tabela 8 apresenta os dados necessários para o cálculo da altura efetiva.

Tabela 8. Dados a considerar no cálculo da altura efetiva.

h_1 (mm)	h_2 (mm)	$h_2/h_1 < 1.5 \rightarrow \text{Eq. D.15 a}$	l_1 (mm)	l_2 (mm)	l_3 (mm)
$135-59=76$	59		$205-84=121$	58	84

Segundo o ponto D.15 do Anexo D da EN 1994-1-2, a altura efetiva da laje é dada por:

$$h_{eff} = h_1 + 0.5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) = 76 + 0.5 \times 59 \times \left(\frac{121 + 58}{121 + 84} \right) \approx 102 \text{ mm}$$

Esta altura efetiva permite concluir que a laje não cumpre o critério EI120, que requer uma altura efetiva mínima de 120 mm menos a camada de revestimento para a laje mista. É necessário aumentar a espessura da laje para 155 mm. A Tabela 9 apresenta os novos dados a considerar no cálculo da altura efetiva.

Tabela 9. Valores a considerar no cálculo da altura efetiva.

h_1 (mm)	h_2 (mm)	$h_2/h_1 < 1.5 \rightarrow \text{Eq. D.15 a}$	l_1 (mm)	l_2 (mm)	l_3 (mm)
$155-59=96$	59		$205-84=121$	58	84

A altura efetiva da laje vale:

$$h_{eff} = h_1 + 0.5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) = 96 + 0.5 \times 59 \times \left(\frac{121 + 58}{121 + 84} \right) \approx 122 \text{ mm}$$

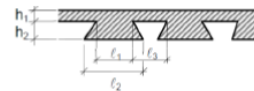
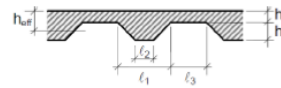
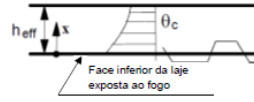
Para a altura efetiva calculada anteriormente, a laje cumpre o critério EI120, que exige uma altura efetiva mínima de 120 mm.

Como a espessura da laje aumentou para 155 mm, o peso próprio da laje, incluindo a rede de armadura aumentou para 2,92 kN/m².

Para além disso, a esta altura efetiva correspondem as seguintes temperaturas θ_1, θ_2 e θ_s , que correspondem, respetivamente, à temperatura na face não exposta ao fogo, face exposta ao fogo e da laje ao nível das armaduras. Estas temperaturas foram retiradas por interpolação dos dados da Tabela 10.

Tabela 10. Distribuição de temperaturas numa laje ($h_{eff,máx} = 150mm$), quando exposta ao incêndio padrão de 30 a 180 minutos (Vassart & Zhao, 2012).

Distância x [mm]	Temperatura na laje de betão θ_c [°C]				
	30 min	60 min	90 min	120 min	180 min
2.5	675	831	912	967	1 042
10	513	684	777	842	932
20	363	531	629	698	797
30	260	418	514	583	685
40	187	331	423	491	591
50	135	263	349	415	514
60	101	209	290	352	448
70	76	166	241	300	392
80	59	133	200	256	344
90	46	108	166	218	303
100	37	89	138	186	267
110	31	73	117	159	236
120	27	61	100	137	209
130	24	51	86	119	186
140	23	44	74	105	166
150	22	38	65	94	149



$$\Phi = \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \frac{2h_2}{\ell_1 + \ell_3 - \ell_2}$$

Para um tempo de exposição de 120 minutos, para um incêndio normalizado:

$$x_1 = h_{eff} = 122 \text{ mm} \rightarrow \theta_1 = 133^\circ \text{ C};$$

$$x_2 = 2.5 \text{ mm} \rightarrow \theta_2 = 967^\circ \text{ C};$$

$$x_s = 70 \text{ mm} \rightarrow \theta_s = 300^\circ \text{ C}.$$

$$\text{Para } \theta_s, \quad x_s = h_1 - d + 10\phi = 96 - 30 + 10 \times \left[\frac{2}{\pi} \tan^{-1} \left(\frac{2 \times 59}{121 + 84 - 58} \right) \right] \approx 70 \text{ mm}$$

Seguindo o Quadro 3.4 da EN 1994-1-2, não é necessário aplicar o fator de redução da resistência efetiva do aço para a rede de armadura

$$f_{sy,\theta_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M,f\bar{i},s} = 1.0$$

Para além disso, também existe o fator:

$$\gamma_{M,f\bar{i},c} = 1.0$$

A Tabela 11 mostra os dados de entrada para o dimensionamento da zona A da laje representada na Figura 77, que tem dimensões 7,2 m por 7,75 m com uma rede de armadura constituída por varões de 8 mm com afastamento de 150 mm. No interior desta zona de dimensionamento existem 2 vigas mistas não protegidas.

Tabela 11. Dados de entrada para o dimensionamento da zona A.

Dimensões (mm)	f_c (MPa)	A_s (mm ² /m)	f_{sy} (MPa)	Perfis não protegidos	Tabuleiro em aço	Altura da laje (mm)	Distância ao eixo da rede (mm)
L=7750 L=7200	25	335	500	IPE 220	Haircol 59S	155	30

Da Figura 77 à 82 é apresentada a mesma informação nas janelas de entrada do programa MACS+.

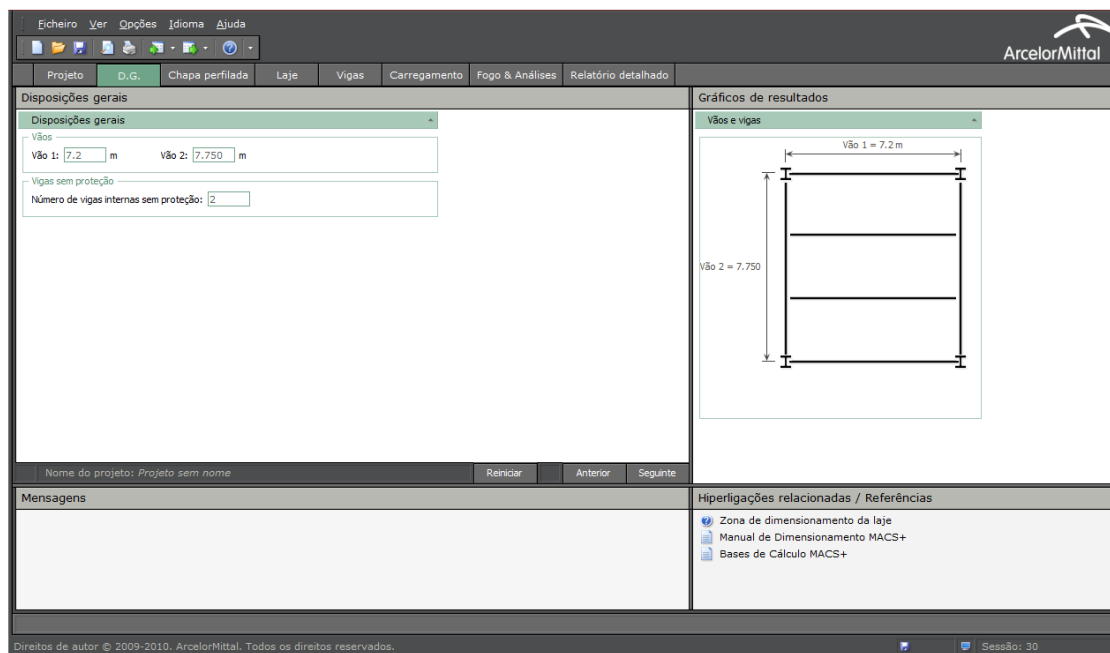


Figura 77. Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Disposições Gerais.

O Efeito de Membrana em Lajes Mistas Aço-Betão Sujeitas a Fogo

Figura 78 shows the input data for the 'Chapa perfilada' (Profiled Sheet) module in the MACS+ software. The interface includes a menu bar (Ficheiro, Ver, Opções, Idioma, Ajuda) and a toolbar. The main workspace is divided into several panels:

- Propriedades da chapa perfilada:** This panel contains a list of available sheets (Chapas disponíveis) and a section for the selected sheet's properties (Propriedades da chapa perfilada). The selected sheet is 'HAIRCOL 595'. The properties include:
 - Chapa de aço perfilada: Inclui chapa de aço perfilada (laje mista)
 - Chapa: HAIRCOL 595
 - Tipo: Trapezoidal
 - Altura: 59 mm
 - Passo: 205 mm
 - Banzo superior: 84 mm
 - Banzo inferior: 58 mm
 - Altura do reforço: 0 mm
- Gráficos de resultados:** This panel displays a cross-section diagram of the profiled sheet. The diagram shows a trapezoidal profile with a height of 59 mm, a top flange of 84 mm, a bottom flange of 58 mm, and a total width of 205 mm.
- Mensagens:** This panel is currently empty.
- Hiperligações relacionadas / Referências:** This panel lists related links and references, including 'Chapa de aço perfilada'.

The bottom status bar indicates 'Sessão: 30'.

Figura 78. Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Chapa Perfilada.

Figura 79 shows the input data for the 'Laje' (Slab) module in the MACS+ software. The interface includes a menu bar (Ficheiro, Ver, Opções, Idioma, Ajuda) and a toolbar. The main workspace is divided into several panels:

- Propriedades da laje:** This panel contains input fields for concrete properties and reinforcement details.
 - Betão:**
 - Tipo de betão: Normal
 - Altura da laje: 155 mm
 - Valor característico da tensão de ruptura do betão à compressão em cilindros (f_{ck}): 25 N/mm²
 - Rede de armadura:**
 - Tipo de rede de armadura: Definida pelo utilizador
 - Área da rede de armadura longitudinal: 335 mm²/m
 - Área da rede de armadura transversal: 335 mm²/m
 - Dimensão do varão: 8 mm
 - ☐ Não verificar a orientação perpendicular da rede de armadura
 - Distância média do eixo da rede de armadura ao topo da laje: 30 mm
 - Tensão de cedência da rede de armadura: 500 N/mm²
- Gráficos de resultados:** This panel displays a cross-section diagram of the slab. The diagram shows a rectangular profile with a concrete thickness of 155 mm, a reinforcement cover of 30 mm, and a total height of 59 mm. The diagram also shows the reinforcement layout with longitudinal and transverse bars.
- Mensagens:** This panel is currently empty.
- Hiperligações relacionadas / Referências:** This panel lists related links and references, including 'Betão', 'Rede de armadura', 'Manual de Dimensionamento MACS+', and 'Bases de Cálculo MACS+'.

The bottom status bar indicates 'Sessão: 41'.

Figura 79. Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Laje.

ArceMittal

Projeto D.G. Chapa perfurada Laje Vigas Carregamento Fogo & Análises Relatório detalhado

Propriedades das vigas

Vigas não protegidas

Seções e classe de aço

Tipo de viga: Viga de alma cheia

Gama: Seções Europeias

Classe de aço: S275

Seções disponíveis

☒ IPE (Vigas com seção em I Europeias)

☐ HE (Vigas com seção de Banzos Largos Europeias)

☐ HL (Vigas com seção de Banzos Largos Europeias)

☐ HD (Pilares com seção de Banzos Largos Europeias)

Não protegida(s)

Dimensões da seção: IPE 220

Grau da ligação ao corte: 80 %

Viga periférica do lado A

Viga periférica do lado B

Viga periférica do lado C

Viga periférica do lado D

Nome do projeto: CASO DE ESTUDO - ZONA A MODIFICADA

Reiniciar Anterior Seguinte

Gráficos de resultados

Vigas

Nome do projeto: CASO DE ESTUDO - ZONA A MODIFICADA

Reiniciar Anterior Seguinte

Mensagens

Hiperligações relacionadas / Referências

Vigas

Direitos de autor © 2009-2010, ArceMittal. Todos os direitos reservados.

Sessão: 70

Figura 80. Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Vigas não protegidas.

ArceMittal

Projeto D.G. Chapa perfurada Laje Vigas Carregamento Fogo & Análises Relatório detalhado

Propriedades das vigas

Viga periférica do lado A

Seções e classe de aço

Tipo de viga: Viga de alma cheia

Gama: Seções Europeias

Classe de aço: S275

Seções disponíveis

☒ IPE (Vigas com seção em I Europeias)

☐ HE (Vigas com seção de Banzos Largos Europeias)

☐ HL (Vigas com seção de Banzos Largos Europeias)

☐ HD (Pilares com seção de Banzos Largos Europeias)

Lado A

Localização da viga: Viga de bordo

Dimensões da seção: IPE 330

Tipo de construção: Não mista

Viga periférica do lado B

Seções e classe de aço

Tipo de viga: Viga de alma cheia

Gama: Seções Europeias

Classe de aço: S275

Seções disponíveis

☐ IPE (Vigas com seção em I Europeias)

☒ HE (Vigas com seção de Banzos Largos Europeias)

☐ HL (Vigas com seção de Banzos Largos Europeias)

☐ HD (Pilares com seção de Banzos Largos Europeias)

Lado B

Localização da viga: Viga interna

Dimensões da seção: HE 260 A

Tipo de construção: Mista

Grau da ligação ao corte: 80 %

Nome do projeto: CASO DE ESTUDO - ZONA A MODIFICADA

Reiniciar Anterior Seguinte

Gráficos de resultados

Vigas

Nome do projeto: CASO DE ESTUDO - ZONA A MODIFICADA

Reiniciar Anterior Seguinte

Mensagens

Hiperligações relacionadas / Referências

Vigas

Direitos de autor © 2009-2010, ArceMittal. Todos os direitos reservados.

Sessão: 70

Figura 81. Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Vigas protegidas.

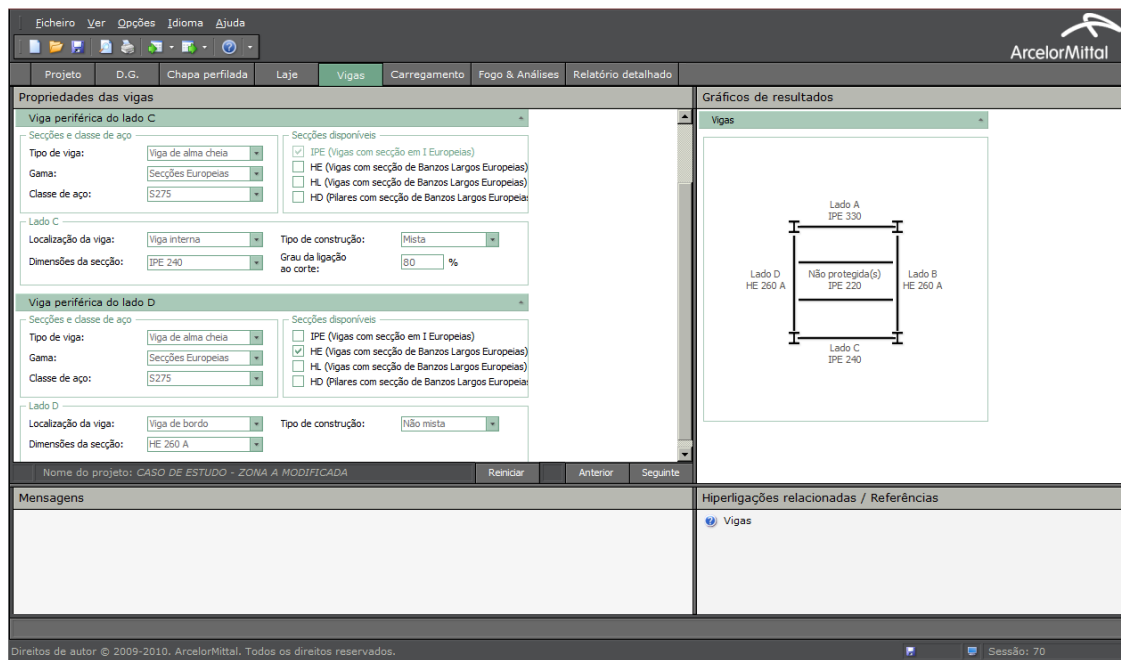


Figura 82. Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Vigas protegidas.

A aplicação do método é feita em várias etapas conforme se segue:

Passo 2: Cálculo das cargas aplicadas na laje em situação de incêndio

As cargas aplicadas na laje, com peso próprio de $2,92 \text{ kN/m}^2$, em caso de incêndio podem ser determinadas por:

$$q_{fi, sd} = G + 0.5Q = (2.92 + 0.2 + 0.7) + 0.5 \times 3.0 = 5.32 \text{ kN/m}^2$$

Na Figura 83 encontram-se os dados a inserir no programa de cálculo relativamente às cargas aplicadas na laje.

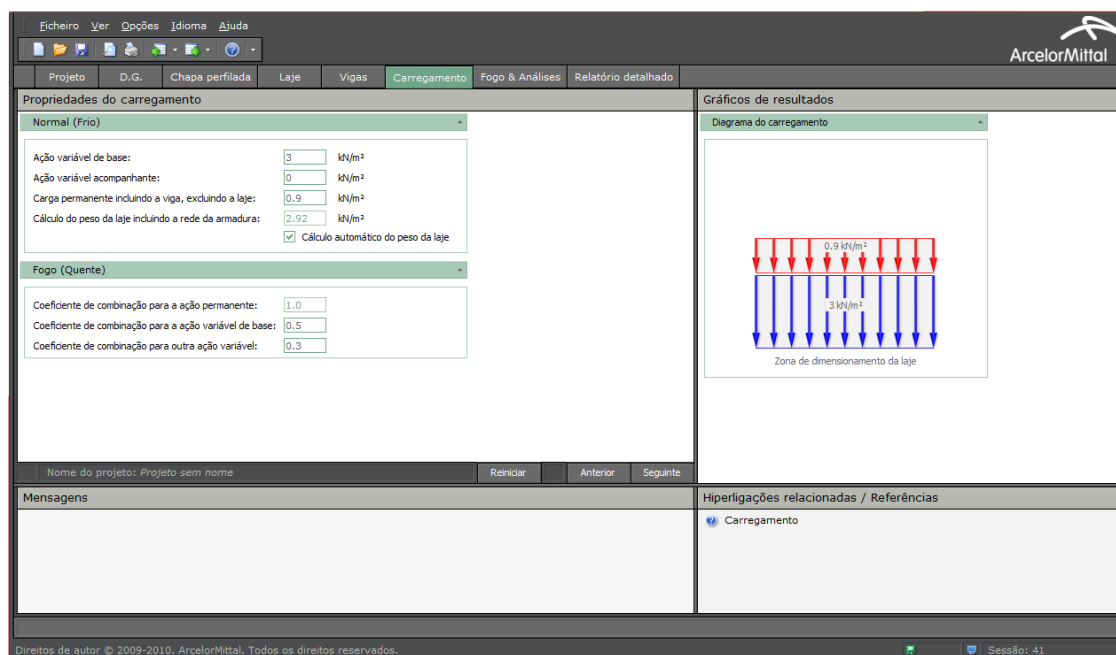


Figura 83. Dados de entrada utilizando o programa MACS+ - Carregamento.

Passo 3: Cálculo do momento resistente da secção transversal da laje $M_{fi,0}$

Para o cálculo desta zona:

$L_1 = 7200$ mm (vão das vigas secundárias)

$L_2 = 7750$ mm (vão das vigas principais)

Então, $L = \max\{L_1; L_2\} = 7750$ mm e $l = \min\{L_1; L_2\} = 7200$ mm

Desta forma obtém-se:

$$(g_0)_1 = 1 - \frac{2KA_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,fi,s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,fi,c} d} = 1 - \frac{2 \times 1.0 \times \frac{335}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.475$$

$$(g_0)_2 = 1 - \frac{2A_s f_{sy,\theta_s} / \gamma_{M,fi,s}}{0.85 f_c / \gamma_{M,fi,c} d} = 1 - \frac{2 \times \frac{335}{1000} \times 500 / 1.0}{0.85 \times 25 / 1.0 \times 30} = 0.475$$

Deve-se ter em atenção que o parâmetro K é igual a 1.0 porque a rede da armadura tem a mesma secção transversal em ambas as direções.

Então, o momento resistente positivo da secção transversal da laje é:

$$M_{fi,0} = A_s f_{sy,\theta_s} / \lambda_{M,fi,s} d \frac{3 + (g_0)_2}{4} = \frac{335}{1000} \times 500 / 1.0 \times 30 \times \frac{3 + 0.475}{4} = 4365 \text{ Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários:

$$\mu = K \frac{3 + (g_0)_1}{3 + (g_0)_2} = 1.0 \times \frac{3 + 0.475}{3 + 0.475} = 1.0$$

$$a = \frac{L}{l} = \frac{7750}{7200} = 1.076$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} \left(\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) = \frac{1}{2 \times 1.0 \times 1.076^2} \times \left(\sqrt{3 \times 1.0 \times 1.076^2 + 1} - 1 \right) = 0.481$$

Passo 4: Determinação da capacidade de suporte de carga de referência da laje

A capacidade de suporte de carga de referência da laje pode ser determinada da seguinte forma:

$$p_{fi} = 6 \frac{M_{fi,0}}{n^2 a^2 l^2} = 6 \times \frac{4365}{0.481^2 \times 1.076^2 \times 7200^2} = 1.881 \times 10^{-3} N/mm^2 = 1.881 kN/m^2$$

Passo 5: Determinação da deformação para o cálculo das ações de membrana

A deformação da laje em situação de incêndio, para ter em conta as ações de membrana, pode ser determinado por:

$$\begin{aligned} w &= \min \left\{ \frac{a(\theta_2 - \theta_1)l^2}{19.2h_{eff}} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_a \gamma_{M,fi,s}} \right) \frac{3L^2}{8}}; \frac{l}{30} \right]; \frac{L+l}{30} \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{1.2 \times 10^{-5} (967 - 133) \times 7200^2}{19.2 \times 122} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0.5 \times 500}{210000 \times 1.0} \right) \frac{3 \times 7750^2}{8}}; \frac{7200}{30} \right]; \frac{7750 + 7200}{30} \right\} \\ &= \min \{ 222 + \min [164; 240]; 498 \} = 386 \text{ mm} \end{aligned}$$

Passo 6: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração para as ações de membrana é baseada nos diferentes parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, A, B, C, D, k$ e b , que necessitam ser determinados. Os valores destes parâmetros encontram-se resumidos na Tabela 12.

Tabela 12. Parâmetro utilizados para a determinação das ações de membrana da laje.

Equação	Valor obtido
$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_l}{3 + (g_0)_l}$	0.273
$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_l}{3 + (g_0)_l}$	0.151
$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_L}{3 + (g_0)_L}$	0.273
$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_L}{3 + (g_0)_L}$	0.151
$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1$	1.040
$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right]$	1 968 418 mm ²
$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right]$	2 621 625 mm ²
$C = \frac{l^2}{16n} (k-1)$	268 637 mm ²
$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nl}{2} \right)$	10 339 mm ²
$b = \min \left[\frac{k_t l^2}{8K(A+B+C-D)}, \frac{\gamma_{M,fi,s}}{kK A_s f_{sy,\theta_s}} \left(0.85 f_{ck} \times 0.45d - \frac{A_s f_{sy,\theta_s}}{\gamma_{M,fi,s}} \frac{K+1}{2} \right) \right]$	1.166

Passo 7: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} encontram-se calculados na Tabela 13.

Tabela 13. Fatores de majoração devido às ações de membrana da laje.

Equação	Valor obtido
$e_{1b} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)$	0.918
$e_{1m} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left((1-2n) + \frac{n(3k+2) - nk^3}{3(1+k)^2} \right)$	3.300
$e_1 = e_{1m} + e_{1b}$	4.218
$e_{2b} = 1 + \frac{a_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K^2}{3} (k^2 - k + 1)$	0.935
$e_{2m} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1+k)^2} \right)$	2.762
$e_2 = e_{2m} + e_{2b}$	3.967

Então, o fator global de majoração e é determinado por:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} = 4.218 - \frac{4.218 - 3.967}{1 + 2 \times 1.0 \times 1.076^2} = 4.061$$

Passo 8: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio:

A capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{fi,Rd,slab} = e p_{fi} = 4.061 \times 1.881 = 7.64 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9: Capacidade de suporte de carga da laje considerando as vigas mistas não protegidas

Do ponto 4.3.4.2.2 da EN 1994-1-2, é possível determinar a temperatura das vigas mistas não protegidas. Num primeiro passo é necessário calcular o fator de massividade da secção transversal do perfil IPE 220. Os valores calculados encontram-se resumidos na Tabela.14

Tabela 14. Fator de massividade para a viga mista não protegida

Elemento do perfil metálico	$k_{sh} = 0.9 \left(\frac{H + 0.5B}{H + 1.5B - t_w} \right)$	$\left(\frac{A_i}{V_i} \right) (m^{-1})$	$k_{sh} \left(\frac{A_i}{V_i} \right) (m^{-1})$
Banzo inferior	0.653	$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 236$	154
Alma		$\frac{2}{t_w} = 339$	221
Banzo superior		$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 236^*$	154
com: H – altura do perfil metálico; B – largura do perfil metálico; t _f – espessura do banzo; t _w – espessura da alma *Menos de 85% do banzo superior do perfil metálico em contacto com a chapa perfilada de aço.			

De forma a facilitar o uso deste método de cálculo, são dadas temperaturas na Tabela 15 para secções transversais não protegidas em função do fator de massividade e da duração de exposição ao fogo.

Tabela 15. Temperatura numa secção transversal em aço não protegida sujeita à curva ISO (Vassart & Zhao, 2012).

Fator de massividade modificado $k_{sh} \left(\frac{A_i}{V_i} \right) [m^{-1}]$	Temperatura da secção transversal em aço θ_a [°C]				
	30 min	60 min	90 min	120 min	180 min
0	432	736	942	1 030	1 101
30	555	835	987	1 039	1 104
40	637	901	995	1 042	1 106
50	691	923	997	1 043	1 106
60	722	931	999	1 044	1 107
70	734	934	1 000	1 045	1 107
80	742	936	1 001	1 046	1 108
90	754	937	1 001	1 046	1 108
100	768	938	1 002	1 046	1 108
110	782	939	1 002	1 047	1 108
120	793	939	1 003	1 047	1 108
130	802	940	1 003	1 047	1 109
140	810	940	1 003	1 047	1 109
150	815	941	1 003	1 047	1 109
200	829	942	1 004	1 048	1 109
500	838	944	1 005	1 048	1 109

Por interpolação, as temperaturas da parte metálica da secção mista são as seguintes:

- temperatura dos banzos: 1047.1°C;
- temperatura da alma: 1048°C na Tabela 3.2, mas considerando 1047.1°C devido à altura da secção de aço não ser superior a 500 mm (ver 4.3.4.2.2 (10) da EN 1994-1-2);
- temperatura dos conetores (ver 4.3.4.2.5 (2) da EN 1994-1-2): $1047.1 \times 0.8 = 837.7^\circ\text{C}$.

As temperaturas do perfil metálico e dos conetores metálicos permitem determinar o momento resistente das vigas mistas secundárias não protegidas. Os valores calculados são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16. Momento resistente das vigas mistas não protegidas da laje.

Parâmetros	Valores calculados
Comprimento efetivo da laje $b_{eff} = \min \{L/4; l/4\}$	1800 mm
Área do perfil metálico A_i	3340 mm ²
Fator de redução das propriedades de resistência do perfil $k_{y,\theta}$ (Quadro 3.2 da EN 1994-1-2)	0.0306
Fator de redução das propriedades de resistência dos conetores $k_{u,\theta}$ (Quadro 3.2 da EN 1994-1-2)	0.0912
Altura da laje comprimida em situação de incêndio $h_u = \frac{\sum A_i f_y k_{y,\theta} / \gamma_{M,fi,a}}{b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c}}$	$h_u = \frac{3340 \times 275 \times 0.0306 / 1.0}{1800 \times 25 / 1.0} = 0.625 \text{ mm}$
Grau de conexão das vigas a 20°C $n_{c,20^\circ\text{C}}$	0.51
Grau de conexão das vigas em situação de incêndio $n_{c,\theta} = \frac{n_{c,20^\circ\text{C}} k_{u,\theta} \gamma_{M,v}}{k_{y,\theta} \gamma_{M,fi,v}}$	$n_{c,\theta} = \frac{0.51 \times 0.0912 \times 1.25}{0.0306 \times 1.0} = 1.9 > 1.0$ Conexão total
Momento resistente positivo $M_{fi,Rd} = \frac{A_i f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} \left(\frac{H}{2} + h_c - \frac{h_u}{2} \right)$	$M_{fi,Rd} = \frac{3340 \times 275 \times 0.0306}{1.0} \left(\frac{220}{2} + 155 - \frac{0.625}{2} \right)$ $= 7,44 \times 10^6 \text{ Nmm} = 7,44 \text{ kNm}$
com: h_c – altura total da laje; $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,v}$ e $\gamma_{M,fi,v}$ - fatores de segurança parciais para o perfil metálico, para os conetores metálicos à temperatura normal e em situação de incêndio.	

De seguida, a capacidade de suporte de carga da laje com o contributo da viga mista não protegida pode ser determinada por:

$$q_{fi,Rd,ub} = \frac{8M_{fi,Rd}}{L_1^2} \frac{1+n_{ub}}{L_2} = \frac{8 \times 7,44}{7,2^2} \times \frac{(1+2)}{7,75} = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

Passo 10: Capacidade total de suporte de carga da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade total de suporte de carga da laje é:

$$q_{fi,Rd} = q_{fi,Rd,slab} + q_{fi,Rd,ub} = 7,64 + 0,44 = 8,1 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere à carga aplicada na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,Sd} = 5,32 \text{ kN/m}^2 < q_{fi,Rd} = 8,1 \text{ kN/m}^2$$

Na Figura 83 encontram-se os resultados obtidos no programa MACS+ para o cálculo da laje.

Relatório detalhado

9. Direção da rede de armadura predefinida

Área da rede de armadura longitudinal: 335 mm²/m Dimensão do varão: 8 mm
 Área da rede de armadura transversal: 335 mm²/m Dimensão do varão: 8 mm
 Carga de cálculo ao fogo: 5,32 kN/m²

• Resultados tabelados

Tempo	Viga	Rede de armadura	Superfície superior da laje	Superfície inferior da laje	Capacidade da viga	Deformação máxima permitida	Plastificação da laje	Meiohora	Capacidade da laje	Capacidade total	Fator de unidade
min	°C	°C	°C	°C	kN/m ²	mm	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²	
0	20	20	20	20	13,38	164	1,88	1,76	3,30	16,68	0,32
10	482	24	21	347	11,04	251	1,88	2,17	4,08	15,13	0,35
20	752	37	26	588	2,33	313	1,88	2,47	4,65	6,98	0,76
30	830	60	37	712	1,32	343	1,88	2,61	4,92	6,24	0,85
40	877	90	54	788	1,00	359	1,88	2,69	5,06	6,05	0,88
50	913	97	70	841	0,80	369	1,88	2,74	5,15	5,95	0,89
60	941	122	84	881	0,72	376	1,88	2,77	5,21	5,93	0,90
70	965	152	90	913	0,66	383	1,88	2,80	5,27	5,93	0,90
80	986	179	109	939	0,60	385	1,88	2,81	5,29	5,89	0,90
90	1004	208	123	962	0,55	387	1,88	2,82	5,31	5,86	0,91
100	1020	234	152	982	0,50	385	1,88	2,81	5,29	5,79	0,92
110	1034	257	171	1000	0,46	384	1,88	2,81	5,28	5,75	0,93
120	1047	278	186	1015	0,43	384	1,88	2,81	5,29	5,71	0,93

Fator de unidade máximo: 0,93 **Laje adequada**

• Verificação da viga periférica

Lado A Tipo de viga: Viga de alma cheia Não mista Viga de bordo

Dimensões da seção: IPE 330

Momento resistente requerido em situação de incêndio: 159,15 kNm

Nome do projeto: CASO DE ESTUDO - ZONA A MODIFICADA - IPE 330

Direitos de autor © 2009-2010, ArcelorMittal. Todos os direitos reservados. Sessão: 71

Figura 84. Saída dos resultados usando o programa MACS+ - Relatório detalhado.

Verifica-se que a estabilidade do sistema de laje fica assegurada para R120 com as dimensões atuais da zona em estudo.

Passo 11: Esforços de dimensionamento das vigas periféricas em situação de incêndio

Os esforços aplicados em situação de incêndio nas vigas periféricas são calculados, de acordo com a secção 5.6.2 desta dissertação.

- Para as vigas periféricas secundárias

Considerando a formação da linha de rotura perpendicularmente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 85, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados. Neste caso, uma das vigas é não mista.

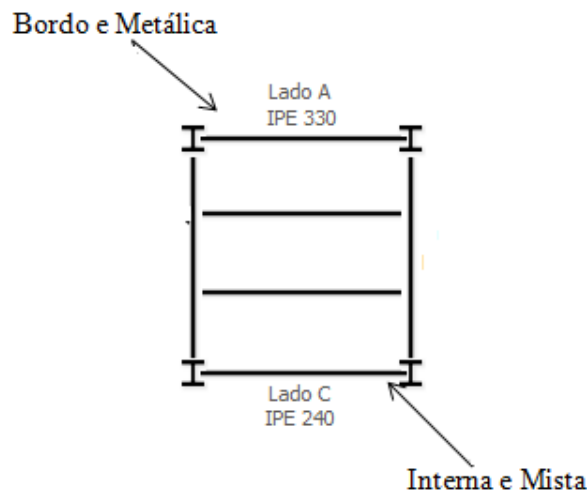


Figura 85. Esforços nas vigas periféricas secundárias.

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{8,1 \times 7,2^2 \times 7,75 - 8 \{ 4365 \times 10^{-3} [7,75 - 2 \times 1,8 - (0 + 1,8/2)] + 2 \times 7,44 \}}{12} = 251 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,1} = \frac{4M_{fi,Sd,b,1}}{L_1} = \frac{4 \times 251}{7,2} = 140 \text{ kN}$$

- Para as vigas periféricas principais

Considerando a formação da linha de rotura paralelamente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 86, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados. Neste caso, uma das vigas principais também é não mista.

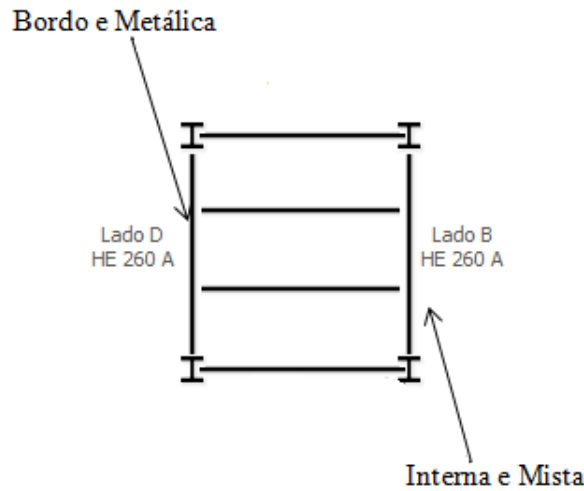


Figura 86. Esforços nas vigas periféricas primárias.

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8\mu M_{fi,0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff,2,i} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{8,1 \times 7,2 \times 7,75^2 - 8 \times 1,0 \times 4365 \times 10^{-3} \times (7,2 - (0 + 7,75/8))}{12} = 273 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,2} = \frac{4M_{fi,Sd,b,2}}{L_2} = \frac{4 \times 273}{7,75} = 141 \text{ kN}$$

Duas das vigas periféricas são de bordo, que tem de suportar uma carga adicional proveniente dos elementos da fachada de 2 kN/m, o que implica a modificação dos esforços em situação de incêndio.

- Para a viga periférica de bordo secundária (Viga A)

$$M_{fi,Sd,b,A} = 251 + \frac{2 \times 7,2^2}{8} = 264 \text{ kN/m}$$

$$V_{fi,Sd,b,A} = 140 + \frac{2 \times 7,2}{2} = 147 \text{ kN/m}$$

- Para a viga periférica de bordo principal (Viga D)

$$M_{fi,Sd,b,D} = 273 + \frac{2 \times 7,75^2}{8} = 288 \text{ kN/m}$$

$$V_{fi,Sd,b,D} = 141 + \frac{2 \times 7,75}{2} = 149 \text{ kN/m}$$

Os esforços de dimensionamento a considerar nas vigas periféricas da zona A, encontram-se resumidos na Tabela 17.

Tabela 17. Esforços de dimensionamento da zona A.

Viga	Lado	$M_{f_i, Sd, b, i} \text{ (kNm)}$	$V_{f_i, Sd, b, i} \text{ (kN)}$
IPE 330 (bordo)	A	264	147
HEA 260 (interna)	B	273	141
IPE 240 (interna)	C	251	140
HEA 260 (bordo)	D	288	149

Assim, a proteção contra incêndio destas vigas vai ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

Passo 12: Cálculo da espessura necessária para proteger as vigas periféricas

Para o cálculo da proteção passiva necessária para garantir uma resistência ao fogo R120 são usadas as temperaturas críticas obtidas através do programa de cálculo MACS+, como mostrado na Tabela 18. A proteção passiva será feita em caixão através de placas de gesso, com as seguintes propriedades: densidade $\rho_p = 800 \text{ kg/m}^3$, condutividade térmica $\lambda_p = 0,20 \text{ W/(mK)}$ e calor específico $c_p = 1700 \text{ J/(kgK)}$.

Tabela 18. Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona A, obtidas através do programa MACS+.

Viga	Lado	$\theta_{a, cr} \text{ (}^\circ\text{C)}$
IPE 330	A	506
HEA 260	B	678
IPE 240	C	564
HEA 260	D	516

O fator de massividade para os perfis que constituem as vigas periféricas, considerando uma proteção em caixão e aquecida em três lados, foi obtido de forma direta pelo Anexo 4 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*, e encontra-se tabelado na Tabela 19.

Por outro lado através de interpolação na tabela representada no Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real* para R120 e as temperaturas registadas na Tabela 18, obtêm-se os seguintes valores para o fator de massividade modificado, apresentado na Tabela 19.

Tabela 19. Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona A.

Viga	$\frac{A_p}{V} (m^{-1})$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} [W / (m^3 K)]$
IPE 330	131	482,46
HEA 260	88	887,27
IPE 240	153	584,21
HEA 260	88	500

A espessura das placas obtém-se por substituição dos valores calculados anteriormente na Tabela 19. Na Tabela 20, encontram-se os valores da espessura para as vigas, assim como, o cálculo para verificação se o material é pesado, ou seja, o material considera-se pesado se a sua capacidade térmica é superior a metade da capacidade térmica do aço:

$$d_p \frac{A_p}{V} c_p \rho_p > \frac{c_a \rho_a}{2}. \quad \text{Para o aço, consideram-se os seguintes valores,}$$

$$c_a = 600 J / (kgK) \text{ e } \rho_a = 7850 kg / m^3.$$

Tabela 20. Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.

Viga	$d_p (m)$	$d_p A_p / V c_p \rho_p$	$c_p \rho_p / 2$	Material
IPE 330	0,054	9674982	2355000	Pesado
HEA 260	0,020	2373988		
IPE 240	0,052	10898903		
HEA 260	0,035	4212736		

Como o material é pesado para todas as vigas, é necessário corrigir a espessura calculada anteriormente através de um processo iterativo, como representado na Tabela 21.

Tabela 21. Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.

$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$d_p \geq \frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} 1 + \phi/2}$
Viga A - IPE 330		
0,054	2,043	0,027
0,027	1,016	0,036
0,036	1,362	0,032
0,032	1,222	0,034
0,034	1,275	0,033
0,033	1,254	0,033
Viga B - HEA 260		
0,020	0,504	0,016
0,016	0,403	0,017
0,017	0,420	0,016
0,016	0,417	0,016
Viga C - IPE 240		
0,052	2,314	0,024
0,024	1,073	0,034
0,034	1,506	0,030
0,030	1,320	0,032
0,032	1,394	0,031
0,031	1,364	0,031
Viga D - HEA 260		
0,035	0,894	0,024
0,024	0,618	0,027
0,027	0,683	0,026
0,026	0,667	0,026

Passo 13: Verificar a resistência das vigas periféricas ao fim de 120 minutos

Na Tabela 22 encontram-se os valores obtidos para a quantidade de calor armazenada na proteção, o fator de massividade modificado e a temperatura no perfil ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo. A temperatura foi obtida através do Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*.

Tabela 22. Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^{\circ} C)$
IPE 330	0,033	1,254	487,98	509
HEA 260	0,016	0,417	910,22	684
IPE 240	0,031	1,364	586,86	566
HEA 260	0,026	0,667	507,63	520

O esforço transversal no instante $t = 120$ minutos é calculado através da seguinte equação:

$$V_{fi,Rd} = \frac{A_v k_{y,\theta,120} f_y}{\gamma_{M,fi} \sqrt{3}}, \text{ onde } A_v \text{ é a área de corte, } k_{y,\theta,120} \text{ é o fator de redução da tensão de}$$

cedência e $\gamma_{M,fi}$ é o fator parcial de segurança em situação de incêndio de valor 1. Na

Tabela 23 encontram-se os cálculos do esforço de corte da secção transversal das vigas.

O fator de redução $k_{y,\theta,120}$, obtém-se por substituição da temperatura crítica na seguinte

$$\text{equação: } \theta_{120} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 k_{y,\theta}^{3,833}} - 1 \right] + 482.$$

Tabela 23. Esforço transversal em situação de incêndio nas vigas periféricas.

Viga	$\theta_{120} (^{\circ} C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
IPE 330	509	0,75737	3080	370	147
HEA 260	684	0,26194	2876	120	141
IPE 240	566	0,56183	1910	170	140
HEA 260	520	0,719	2876	328	149

A resistência ao esforço transversal das vigas exige que se verifique o seguinte,

$V_{fi,Rd} (kN) > V_{fi,Sd} (kN)$. Analisando os valores obtidos, verifica-se que a viga B de perfil

HEA 260 não verifica a condição, sendo necessário aumentar a espessura do material de proteção. O cálculo encontra-se tabelado nas Tabelas 24 e 25.

Tabela 24. Temperatura na viga periférica B de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^{\circ}C)$
HEA 260	0,017	0,432	851,41	668
	0,018	0,457	795,79	652

Tabela 25. Esforço transverso em situação de incêndio na viga periférica B de perfil HEA 260.

Viga	$\theta_{120} (^{\circ}C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
HEA 260	668	0,29149	2876	133	141
	652	0,32357	2876	148	

7.3. Zona de dimensionamento B

As características do pavimento em estudo mantêm-se inalteradas, mudando apenas, uma viga periférica de bordo para interna, logo os cálculos até ao Passo 10 incluindo-o são semelhantes ao calculado anteriormente para a zona de dimensionamento A.

Passo 11: Esforços de dimensionamento das vigas periféricas em situação de incêndio

Os esforços aplicados em situação de incêndio nas vigas periféricas são calculados, de acordo com a secção 5.6.2 desta dissertação.

- Para as vigas periféricas secundárias

Considerando a formação da linha de rotura perpendicularmente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 87, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados. Neste caso, uma das vigas é não mista.

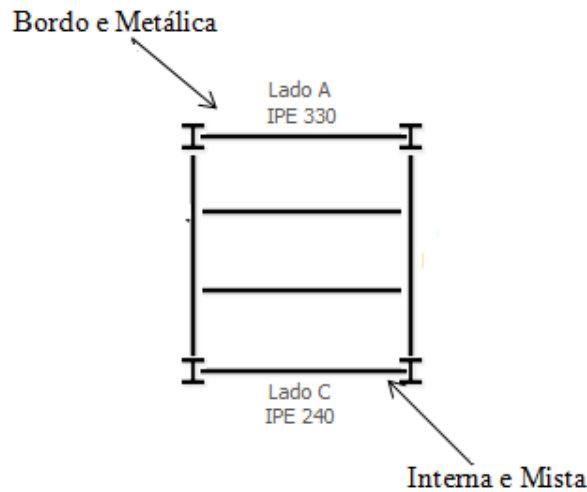


Figura 87. Esforços nas vigas periféricas secundárias.

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{8,1 \times 7,2^2 \times 7,75 - 8 \{ 4365 \times 10^{-3} [7,75 - 2 \times 1,8 - (0 + 1,8/2)] + 2 \times 7,44 \}}{12} = 251 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,1} = \frac{4M_{fi,Sd,b,1}}{L_1} = \frac{4 \times 251}{7,2} = 140 \text{ kN}$$

- Para as vigas periféricas principais

Considerando a formação da linha de rotura paralelamente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 88, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados.

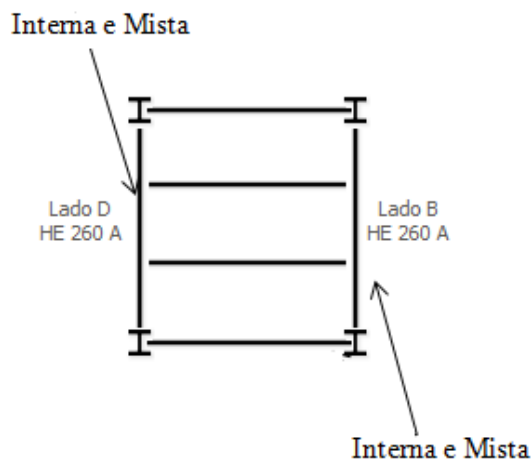


Figura 88. Esforços nas vigas periféricas primárias.

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8\mu M_{fi,0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff,2,i} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{8,1 \times 7,2 \times 7,75^2 - 8 \times 1,0 \times 4365 \times 10^{-3} \times (7,2 - (7,75/8 + 7,75/8))}{12} = 276 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,2} = \frac{4M_{fi,Sd,b,2}}{L_2} = \frac{4 \times 276}{7,75} = 142 \text{ kN}$$

Uma das vigas periféricas é de bordo, que tem de suportar uma carga adicional proveniente dos elementos da fachada de 2 kN/m, o que implica a modificação dos esforços em situação de incêndio.

- Para a viga periférica de bordo secundária (Viga A)

$$M_{fi,Sd,b,A} = 251 + \frac{2 \times 7,2^2}{8} = 264 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,A} = 140 + \frac{2 \times 7,2}{2} = 147 \text{ kN}$$

Os esforços de dimensionamento a considerar nas vigas periféricas da zona B, encontram-se resumidos na Tabela 26.

Tabela 26. Esforços de dimensionamento da zona B.

Viga	Lado	$M_{fi,Sd,b,i}$ (kNm)	$V_{fi,Sd,b,i}$ (kN)
IPE 330 (bordo)	A	264	147
HEA 260 (interna)	B	276	142
IPE 240 (interna)	C	251	140
HEA 260 (interna)	D	276	142

Assim, a proteção contra incêndio destas vigas vai ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

Passo 12: Cálculo da espessura necessária para proteger as vigas periféricas

Para o cálculo da proteção passiva necessária para garantir uma resistência ao fogo R120 são usadas as temperaturas críticas obtidas através do programa de cálculo MACS+, como mostrado na Tabela 27. A proteção passiva será feita através de placas de gesso, com as

seguintes propriedades: densidade $\rho_p = 800 \text{ kg/m}^3$, condutividade térmica $\lambda_p = 0,20 \text{ W/(mK)}$ e calor específico $c_p = 1700 \text{ J/(kgK)}$.

Tabela 27. Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona B, obtidas através do programa MACS+.

Viga	Lado	$\theta_{a,cr} (^{\circ}C)$
IPE 330	A	506
HEA 260	B	676
IPE 240	C	564
HEA 260	D	676

O fator de massividade para os perfis que constituem as vigas periféricas, considerando uma proteção em caixão e aquecida em três lados, foi obtido de forma direta pelo Anexo 4 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*, e encontra-se tabelado na Tabela 28.

Por outro lado através de interpolação na tabela representada no Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real* para R120 e as temperaturas registadas na Tabela 27, obtêm-se os seguintes valores para o fator de massividade modificado, apresentado na Tabela 28.

Tabela 28. Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona B.

Viga	$\frac{A_p}{V} (m^{-1})$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} [W/(m^3 K)]$
IPE 330	131	482,46
HEA 260	88	880
IPE 240	153	584,21
HEA 260	88	880

A espessura das placas obtém-se por substituição dos valores calculados anteriormente na Tabela 28. Na Tabela 29, encontram-se os valores da espessura para as vigas, assim como, o cálculo para verificação se o material é pesado, ou seja, o material considera-se pesado se a sua capacidade térmica é superior a metade da capacidade térmica do aço:

$$d_p \frac{A_p}{V} c_p \rho_p > \frac{c_a \rho_a}{2}. \quad \text{Para o aço, consideram-se os seguintes valores,}$$

$$c_a = 600 \text{ J/(kgK)} \text{ e } \rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3.$$

Tabela 29. Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.

Viga	$d_p (m)$	$d_p A_p / V c_p \rho_p$	$c_p \rho_p / 2$	Material
IPE 330	0,054	9674982	2355000	Pesado
HEA 260	0,020	2393600		
IPE 240	0,052	10898903		
HEA 260	0,020	2393600		

Como o material é pesado para todas as vigas, é necessário corrigir a espessura calculada anteriormente através de um processo iterativo, como representado na Tabela 30.

Tabela 30. Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.

$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$d_p \geq \frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} 1 + \phi/2} \frac{1}{2}$
Viga A - IPE 330		
0,054	2,043	0,027
0,027	1,016	0,036
0,036	1,362	0,032
0,032	1,222	0,034
0,034	1,275	0,033
0,033	1,254	0,033
Viga B - HEA 260		
0,020	0,508	0,016
0,016	0,405	0,017
0,017	0,423	0,017
Viga C - IPE 240		
0,052	2,314	0,024
0,024	1,073	0,034
0,034	1,506	0,030
0,030	1,320	0,032
0,032	1,394	0,031
0,031	1,364	0,031
Viga D - HEA 260		
0,020	0,508	0,016
0,016	0,405	0,017
0,017	0,423	0,017

Passo 13: Verificar a resistência das vigas periféricas ao fim de 120 minutos

Na Tabela 31 encontram-se os valores obtidos para a quantidade de calor armazenada na proteção, o fator de massividade modificado e a temperatura no perfil ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo. A temperatura foi obtida através do Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*.

Tabela 31. Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p A_p}{c_a \rho_a V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^{\circ} C)$
IPE 330	0,033	1,254	487,98	509
HEA 260	0,017	0,423	854,56	669
IPE 240	0,031	1,364	586,86	566
HEA 260	0,017	0,423	854,56	669

O esforço transversal no instante $t = 120$ minutos é calculado através da seguinte equação:

$$V_{fi,Rd} = \frac{A_v k_{y,\theta,120} f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M,fi}}, \text{ onde } A_v \text{ é a área de corte, } k_{y,\theta,120} \text{ é o fator de redução da tensão de}$$

cedência e $\gamma_{M,fi}$ é o fator parcial de segurança em situação de incêndio de valor 1. Na

Tabela 32 encontram-se os cálculos do esforço de corte da secção transversal das vigas.

O fator de redução $k_{y,\theta,120}$, obtém-se por substituição da temperatura crítica na seguinte

$$\text{equação: } \theta_{120} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 k_{y,\theta}^{3,833}} - 1 \right] + 482.$$

Tabela 32. Esforço transversal em situação de incêndio nas vigas periféricas.

Viga	$\theta_{120} (^{\circ} C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
IPE 330	509	0,75737	3080	370	147
HEA 260	669	0,28984	2876	132	142
IPE 240	566	0,56183	1910	170	140
HEA 260	669	0,28984	2876	132	142

A resistência ao esforço transversal das vigas exige que se verifique o seguinte,

$V_{fi,Rd} (kN) > V_{fi,Sd} (kN)$. Analisando os valores obtidos, verifica-se que as vigas B e D de

perfil HEA 260 não verificam a condição, sendo necessário aumentar a espessura do material de proteção. O cálculo encontra-se tabelado nas Tabelas 33 e 34.

Tabela 33. Temperatura nas viga periféricas B e D de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^{\circ} C)$
HEA 260	0,018	0,457	795,79	652

Tabela 34. Esforço transverso em situação de incêndio na vigas periféricas B e D de perfil HEA 260.

Viga	$\theta_{120} (^{\circ} C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
HEA 260	652	0,32357	2876	148	142

7.4. Zona de dimensionamento C

As características do pavimento em estudo mantêm-se inalteradas, mudando apenas, uma viga periférica de bordo para interna, logo os cálculos até ao Passo 10 incluindo-o são semelhantes ao calculado anteriormente para a zona de dimensionamento A.

Passo 11: Esforços de dimensionamento das vigas periféricas em situação de incêndio

Os esforços aplicados em situação de incêndio nas vigas periféricas são calculados, de acordo com a secção 5.6.2 desta dissertação.

- Para as vigas periféricas secundárias

Considerando a formação da linha de rotura perpendicularmente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 89, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados.

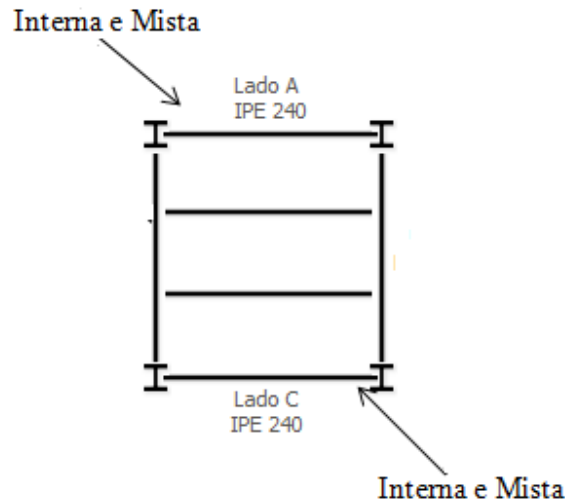


Figura 89. Esforços nas vigas periféricas secundárias.

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,i,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{8,1 \times 7,2^2 \times 7,75 - 8 \{ 4365 \times 10^{-3} [7,75 - 2 \times 1,8 - (1,8/2 + 1,8/2)] + 2 \times 7,44 \}}{12} = 254 kNm$$

$$V_{fi,Sd,b,1} = \frac{4M_{fi,Sd,b,1}}{L_1} = \frac{4 \times 254}{7,2} = 141 kN$$

- Para as vigas periféricas principais

Considerando a formação da linha de rotura paralelamente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 90, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados. Neste caso, uma das vigas periféricas é não mista.

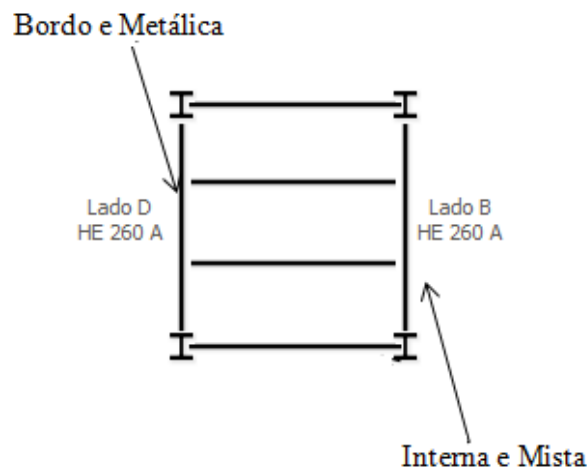


Figura 90. Esforços nas vigas periféricas primárias.

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8\mu M_{fi,0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff,2,i} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{8,1 \times 7,2 \times 7,75^2 - 8 \times 1,0 \times 4365 \times 10^{-3} \times (7,2 - (0 + 7,75/8))}{12} = 273 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,2} = \frac{4M_{fi,Sd,b,2}}{L_2} = \frac{4 \times 273}{7,75} = 141 \text{ kN}$$

Uma das vigas periféricas é de bordo, que tem de suportar uma carga adicional proveniente dos elementos da fachada de 2 kN/m, o que implica a modificação dos esforços em situação de incêndio.

- Para a viga periférica de bordo principal (Viga D)

$$M_{fi,Sd,b,D} = 273 + \frac{2 \times 7,75^2}{8} = 288 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,Sd,b,D} = 141 + \frac{2 \times 7,75}{2} = 149 \text{ kN}$$

Os esforços de dimensionamento a considerar nas vigas periféricas da zona C, encontram-se resumidos na Tabela 35.

Tabela 35. Esforços de dimensionamento da zona C.

Viga	Lado	$M_{fi,Sd,b,i}$ (kNm)	$V_{fi,Sd,b,i}$ (kN)
IPE 240 (interna)	A	254	141
HEA 260 (interna)	B	273	141
IPE 240 (interna)	C	254	141
HEA 260 (bordo)	D	288	149

Assim, a proteção contra incêndio destas vigas vai ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

Passo 12: Cálculo da espessura necessária para proteger as vigas periféricas

Para o cálculo da proteção passiva necessária para garantir uma resistência ao fogo R120 são usadas as temperaturas críticas obtidas através do programa de cálculo MACS+, como mostrado na Tabela 36. A proteção passiva será feita através de placas de gesso, com as

seguintes propriedades: densidade $\rho_p = 800 \text{ kg/m}^3$, condutividade térmica $\lambda_p = 0,20 \text{ W/(mK)}$ e calor específico $c_p = 1700 \text{ J/(kgK)}$.

Tabela 36. Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona C, obtidas através do programa MACS+.

Viga	Lado	$\theta_{a,cr} (^{\circ}\text{C})$
IPE 240	A	561
HEA 260	B	678
IPE 240	C	561
HEA 260	D	516

O fator de massividade para os perfis que constituem as vigas periféricas, considerando uma proteção em caixão e aquecida em três lados, foi obtido de forma direta pelo Anexo 4 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*, e encontra-se tabelado na Tabela 37.

Por outro lado através de interpolação na tabela representada no Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real* para R120 e as temperaturas registadas na Tabela 36, obtêm-se os seguintes valores para o fator de massividade modificado, apresentado na Tabela 37.

Tabela 37. Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona C.

Viga	$\frac{A_p}{V} (m^{-1})$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} [W/(m^3 K)]$
IPE 240	153	578,95
HEA 260	88	887,27
IPE 240	153	578,95
HEA 260	88	500

A espessura das placas obtém-se por substituição dos valores calculados anteriormente na Tabela 37. Na Tabela 38, encontram-se os valores da espessura para as vigas, assim como, o cálculo para verificação se o material é pesado, ou seja, o material considera-se pesado se a sua capacidade térmica é superior a metade da capacidade térmica do aço:

$$d_p \frac{A_p}{V} c_p \rho_p > \frac{c_a \rho_a}{2}. \quad \text{Para o aço, consideram-se os seguintes valores,}$$

$$c_a = 600 \text{ J/(kgK)} \text{ e } \rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3.$$

Tabela 38. Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.

Viga	$d_p (m)$	$d_p A_p / V c_p \rho_p$	$c_p \rho_p / 2$	Material
IPE 240	0,053	10997924	2355000	Pesado
HEA 260	0,020	2373988		
IPE 240	0,053	10997924		
HEA 260	0,035	4212736		

Como o material é pesado para todas as vigas, é necessário corrigir a espessura calculada anteriormente através de um processo iterativo, como representado na Tabela 39.

Tabela 39. Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.

$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$d_p \geq \frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} 1 + \phi / 2} \frac{1}{2}$
Viga A - IPE 240		
0,053	2,341	0,024
0,024	1,076	0,034
0,034	1,518	0,030
0,030	1,327	0,032
0,032	1,404	0,031
0,031	1,372	0,031
Viga B - HEA 260		
0,020	0,508	0,016
0,016	0,402	0,017
0,017	0,420	0,016
0,016	0,417	0,016
Viga C - IPE 240		
0,053	2,341	0,024
0,024	1,076	0,034
0,034	1,518	0,030
0,030	1,327	0,032
0,032	1,404	0,031
0,031	1,372	0,031
Viga D - HEA 260		
0,035	0,889	0,024
0,024	0,619	0,027
0,027	0,683	0,026
0,026	0,667	0,026

Passo 13: Verificar a resistência das vigas periféricas ao fim de 120 minutos

Na Tabela 40 encontram-se os valores obtidos para a quantidade de calor armazenada na proteção, o fator de massividade modificado e a temperatura no perfil ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo. A temperatura foi obtida através do Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*.

Tabela 40. Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p A_p}{c_a \rho_a V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^{\circ} C)$
IPE 240	0,031	1,372	585,47	565
HEA 260	0,016	0,417	910,22	684
IPE 240	0,031	1,372	585,47	565
HEA 260	0,026	0,667	507,63	520

O esforço transversal no instante $t = 120$ minutos é calculado através da seguinte equação:

$$V_{fi,Rd} = \frac{A_v k_{y,\theta,120} f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M,fi}}, \text{ onde } A_v \text{ é a área de corte, } k_{y,\theta,120} \text{ é o fator de redução da tensão de}$$

cedência e $\gamma_{M,fi}$ é o fator parcial de segurança em situação de incêndio de valor 1. Na

Tabela 41 encontram-se os cálculos do esforço de corte da secção transversal das vigas.

O fator de redução $k_{y,\theta,120}$, obtém-se por substituição da temperatura crítica na seguinte

$$\text{equação: } \theta_{120} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 k_{y,\theta}^{3,833}} - 1 \right] + 482.$$

Tabela 41. Esforço transversal em situação de incêndio nas vigas periféricas.

Viga	$\theta_{120} (^{\circ} C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
IPE 240	565	0,56447	1910	171	141
HEA 260	684	0,26194	2876	120	141
IPE 240	565	0,56447	1910	171	141
HEA 260	520	0,719	2876	328	149

A resistência ao esforço transversal das vigas exige que se verifique o seguinte,

$V_{fi,Rd} (kN) > V_{fi,Sd} (kN)$. Analisando os valores obtidos, verifica-se que a viga B de perfil

HEA 260 não verifica a condição, sendo necessário aumentar a espessura do material de proteção. O cálculo encontra-se tabelado nas Tabelas 42 e 43.

Tabela 42. Temperatura na viga periférica B de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^\circ C)$
HEA 260	0,017	0,432	851,41	668
	0,018	0,457	795,79	652

Tabela 43. Esforço transversal em situação de incêndio na viga periférica B de perfil HEA 260.

Viga	$\theta_{120} (^\circ C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
HEA 260	668	0,29149	2876	133	141
	652	0,32357	2876	148	

7.5. Zona de dimensionamento D

As características do pavimento em estudo mantêm-se inalteradas, mudando unicamente, as vigas periféricas de bordo para internas, logo os cálculos até ao Passo 10 incluindo-o são semelhantes ao calculado anteriormente para a zona de dimensionamento A.

Passo 11: Esforços de dimensionamento das vigas periféricas em situação de incêndio

Os esforços aplicados em situação de incêndio nas vigas periféricas são calculados, de acordo com a secção 5.6.2 desta dissertação.

- Para as vigas periféricas secundárias

Considerando a formação da linha de rotura perpendicularmente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 91, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados..

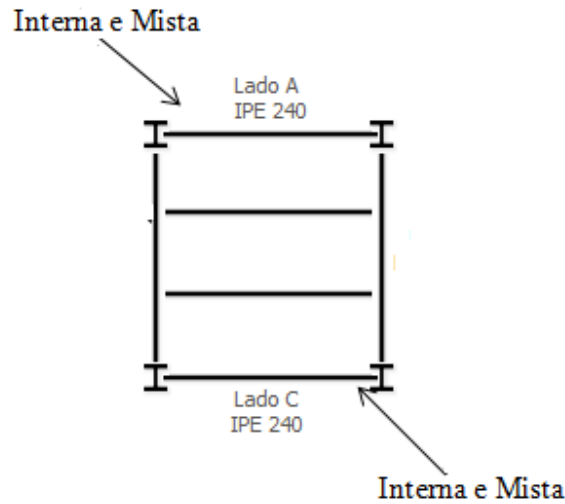


Figura 91. Esforços nas vigas periféricas secundárias.

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{q_{fi,Rd} L_1^2 L_2 - 8 \left(M_{fi,0} \left(L_2 - n_{ub} b_{eff,ub} - \sum_{i=1}^2 b_{eff,1,i} \right) + n_{ub} M_{fi,Rd} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,1} = \frac{8,1 \times 7,2^2 \times 7,75 - 8 \{ 4365 \times 10^{-3} [7,75 - 2 \times 1,8 - (1,8/2 + 1,8/2)] + 2 \times 7,44 \}}{12} = 254 kNm$$

$$V_{fi,Sd,b,1} = \frac{4M_{fi,Sd,b,1}}{L_1} = \frac{4 \times 254}{7,2} = 141 kN$$

- Para as vigas periféricas principais

Considerando a formação da linha de rotura paralelamente às vigas secundárias não protegidas, como ilustrado na Figura 92, os esforços aplicados encontram-se a seguir calculados.

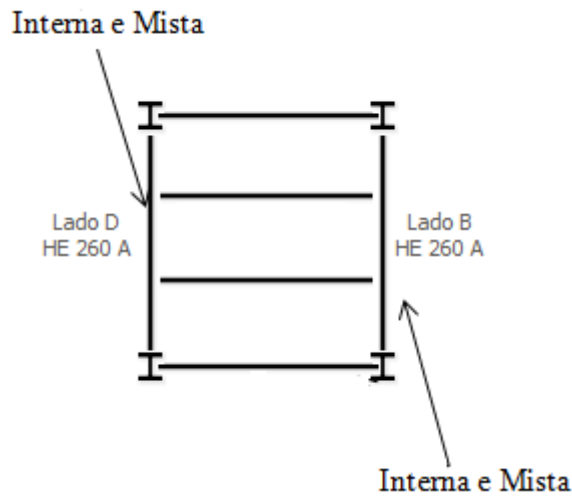


Figura 92. Esforços nas vigas periféricas primárias.

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{q_{fi,Rd} L_1 L_2^2 - 8\mu M_{fi,0} \left(L_1 - \sum_{i=1}^2 b_{eff,2,i} \right)}{12}$$

$$M_{fi,Sd,b,2} = \frac{8,1 \times 7,2 \times 7,75^2 - 8 \times 1,0 \times 4365 \times 10^{-3} \times (7,2 - (7,75/8 + 7,75/8))}{12} = 276 kNm$$

$$V_{fi,Sd,b,2} = \frac{4M_{fi,Sd,b,2}}{L_2} = \frac{4 \times 276}{7,75} = 142 kN$$

Os esforços de dimensionamento a considerar nas vigas periféricas da zona D, encontram-se resumidos na Tabela 44.

Tabela 44. Esforços de dimensionamento da zona D.

Viga	Lado	$M_{fi,Sd,b,i}$ (kNm)	$V_{fi,Sd,b,i}$ (kN)
IPE 240 (interna)	A	254	141
HEA 260 (interna)	B	276	142
IPE 240 (interna)	C	254	141
HEA 260 (interna)	D	276	142

Assim, a proteção contra incêndio destas vigas vai ser determinada de forma a garantir que a capacidade de suporte de carga calculada em situação de incêndio não seja menor que a carga aplicada para o tempo de incêndio requerido.

Passo 12: Cálculo da espessura necessária para proteger as vigas periféricas

Para o cálculo da proteção passiva necessária para garantir uma resistência ao fogo R120 são usadas as temperaturas críticas obtidas através do programa de cálculo MACS+, como mostrado na Tabela 45. A proteção passiva será feita através de placas de gesso, com as seguintes propriedades: densidade $\rho_p = 800 \text{ kg/m}^3$, condutividade térmica $\lambda_p = 0,20 \text{ W/(mK)}$ e calor específico $c_p = 1700 \text{ J/(kgK)}$.

Tabela 45. Temperaturas críticas para as vigas periféricas da zona D, obtidas através do programa MACS+.

Viga	Lado	$\theta_{a,cr}$ ($^{\circ}C$)
IPE 240	A	561
HEA 260	B	676
IPE 240	C	561
HEA 260	D	676

O fator de massividade para os perfis que constituem as vigas periféricas, considerando uma proteção em caixão e aquecida em três lados, foi obtido de forma direta pelo Anexo 4 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*, e encontra-se tabelado na Tabela 46.

Por outro lado através de interpolação na tabela representada no Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real* para R120 e as temperaturas registadas na Tabela 45, obtêm-se os seguintes valores para o fator de massividade modificado, apresentado na Tabela 46.

Tabela 46. Fatores de massividade para as vigas periféricas da zona D.

Viga	$\frac{A_p}{V} (m^{-1})$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} [W / (m^3 K)]$
IPE 240	153	578,95
HEA 260	88	880
IPE 240	153	578,95
HEA 260	88	880

A espessura das placas obtém-se por substituição dos valores calculados anteriormente na Tabela 46. Na Tabela 47, encontram-se os valores da espessura para as vigas, assim como, o cálculo para verificação se o material é pesado, ou seja, o material considera-se pesado se a sua capacidade térmica é superior a metade da capacidade térmica do aço:

$$d_p \frac{A_p}{V} c_p \rho_p > \frac{c_a \rho_a}{2}. \quad \text{Para o aço, consideram-se os seguintes valores,}$$

$$c_a = 600 J / (kgK) \text{ e } \rho_a = 7850 kg / m^3.$$

Tabela 47. Espessura das vigas e verificação se o material que as constitui é pesado.

Viga	$d_p (m)$	$d_p A_p / V c_p \rho_p$	$c_p \rho_p / 2$	Material
IPE 240	0,053	10997924	2355000	Pesado
HEA 260	0,020	2392600		
IPE 240	0,053	10997924		
HEA 260	0,020	10997924		

Como o material é pesado para todas as vigas, é necessário corrigir a espessura calculada anteriormente através de um processo iterativo, como representado na Tabela 48.

Tabela 48. Espessuras para as vigas corrigidas, através de processo iterativo.

$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$d_p \geq \frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} 1 + \phi/2} \frac{1}{2}$
Vigas A e C - IPE 240		
0,053	2,341	0,024
0,024	1,076	0,034
0,034	1,518	0,030
0,030	1,327	0,032
0,032	1,404	0,031
0,031	1,372	0,031
Vigas B e D - HEA 260		
0,020	0,508	0,016
0,016	0,405	0,017
0,017	0,423	0,017

Passo 13: Verificar a resistência das vigas periféricas ao fim de 120 minutos

Na Tabela 49 encontram-se os valores obtidos para a quantidade de calor armazenada na proteção, o fator de massividade modificado e a temperatura no perfil ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo. A temperatura foi obtida através do Anexo 10 de *Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural de Paulo Vila Real*.

Tabela 49. Temperatura nas vigas periféricas ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^{\circ}C)$
IPE 240	0,031	1,372	585,47	565
HEA 260	0,017	0,423	854,56	669
IPE 240	0,031	1,372	585,47	565
HEA 260	0,017	0,423	854,56	669

O esforço transversal no instante $t = 120$ minutos é calculado através da seguinte equação:

$$V_{fi,Rd} = \frac{A_v k_{y,\theta,120} f_y}{\gamma_{M,fi} \sqrt{3}}, \text{ onde } A_v \text{ é a área de corte, } k_{y,\theta,120} \text{ é o fator de redução da tensão de}$$

cedência e $\gamma_{M,fi}$ é o fator parcial de segurança em situação de incêndio de valor 1. Na

Tabela 50 encontram-se os cálculos do esforço de corte da secção transversal das vigas.

O fator de redução $k_{y,\theta,120}$, obtém-se por substituição da temperatura crítica na seguinte

$$\text{equação: } \theta_{120} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 k_{y,\theta}^{3,833}} - 1 \right] + 482.$$

Tabela 50. Esforço transversal em situação de incêndio nas vigas periféricas.

Viga	$\theta_{120} (^{\circ}C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
IPE 240	565	0,56447	1910	171	141
HEA 260	669	0,28984	2876	132	142
IPE 240	565	0,56447	1910	171	141
HEA 260	669	0,28984	2876	132	142

A resistência ao esforço transversal das vigas exige que se verifique o seguinte, $V_{fi,Rd} (kN) > V_{fi,Sd} (kN)$. Analisando os valores obtidos, verifica-se que as vigas B e D de perfil HEA 260 não verificam a condição, sendo necessário aumentar a espessura do material de proteção. O cálculo encontra-se tabelado nas Tabelas 51 e 52.

Tabela 51. Temperatura nas vigas periféricas B e D de perfil HEA 260 ao fim de 120 minutos de exposição ao fogo.

Viga	$d_p (m)$	$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V}$	$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \frac{1}{1 + \phi/2} W / (m^3 K)$	$\theta_{120} (^{\circ} C)$
HEA 260	0,018	0,457	795,79	652

Tabela 52. Esforço transversal em situação de incêndio nas vigas periféricas B e D de perfil HEA 260.

Viga	$\theta_{120} (^{\circ} C)$	$k_{y,\theta,120}$	$A_v (mm^2)$	$V_{fi,Rd} (kN)$	$V_{fi,Sd} (kN)$
HEA 260	652	0,32357	2876	148	142

Assim, a proteção passiva contra incêndio será feita através de placas de gesso dispostas em caixão e com as espessuras descritas na Tabela 53.

Tabela 53. Espessuras para as vigas do pavimento. $d_p (mm)$

Zona	Lado-Viga	$d_p (mm)$
A	A - IPE 330	33
	B - HEA 260	18
	C - IPE 240	31
	D - HEA 260	26
B	A - IPE 330	33
	B - HEA 260	18
	C - IPE 240	31
	D - HEA 260	18
C	A - IPE 240	31
	B - HEA 260	18
	C - IPE 240	31
	D - HEA 260	26
D	A - IPE 240	31
	B - HEA 260	18
	C - IPE 240	31
	D - HEA 260	18

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. Principais conclusões

O objetivo principal deste trabalho é a divulgação de uma nova metodologia de cálculo de lajes mistas aço-betão em situação de situação, considerando o efeito de membrana.

Este método apresenta um cálculo manual relativamente fácil de aplicar, e também um programa de cálculo automático de fácil utilização e com uma rápida obtenção de resultados, pelo que, pode tornar-se no método de dimensionamento de estruturas contra incêndio utilizados pelos projetistas e substituir a metodologia de análise prescritiva baseada no comportamento isolado dos elementos estruturais. A ser aplicado este novo método em projetos futuros, estas estruturas irão beneficiar do efeito de membrana desenvolvido durante o incêndio e assim, reduzir os custos associados à proteção dos elementos estruturais contra incêndio. Verifica-se no exemplo aplicado no capítulo anterior que a laje de pavimento cumpre os requisitos de segurança exigidos, e que a noção de proteger unicamente as vigas periféricas e deixar as secundárias sem proteção contra incêndio resulta, tanto nos níveis de segurança, como na redução da despesa associada à proteção do material.

Exemplos recentes da utilização desta metodologia têm mostrado que, é possível não proteger cerca de 40% das vigas, usando material de proteção passiva contra incêndio apenas onde é realmente necessário e mesmo assim, a resistência ao fogo das estruturas manter-se nos níveis de segurança esperados (Vila Real, 2012).

8.2. Desenvolvimentos futuros

Para desenvolvimentos futuros deste método de cálculo espera-se uma maior divulgação deste método de dimensionamento e do programa de cálculo associado. Para isso, a colocação deste método em Eurocódigo, de forma simples de perceber pelos projetistas que o iriam utilizar. Para além disso, a introdução desta metodologia nas escolas de engenharia como substituição da anterior, ensinando, deste modo os futuros aplicadores deste método de dimensionamento.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abu, A. K., & Burgess, I. W. (2010). The effect of edge support on tensile membrane action of composite slabs in fire. In *SDSS' Rio 2010 - Stability and ductility of steel structures*. Rio de Janeiro, Brazil.
- Abu, A. K., Burgess, I. W., & Plank, R. J. (2006). Effects of thermal gradients on membrane stresses in thin slabs. In *Sif'06 - Fourth International Workshop "Structures in Fire."* Aveiro, Portugal.
- Bailey, C.G, White, D. ., & Moore, D. . (2000). The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions. *Engineering Structures*, 22(12), 1583–1595. doi:10.1016/S0141-0296(99)00110-8
- Bailey, C.G. (2003). Efficient arrangement of reinforcement for membrane behaviour of composite floor slabs in fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, 59(7), 931–949. doi:10.1016/S0143-974X(02)00116-5
- Bailey, C.G. (2004). Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. *Engineering Structures*, 26(12), 1691–1703. doi:10.1016/j.engstruct.2004.06.006
- Bandeira, M. S. (2006). *Análise não-linear de lajes de concreto armado pelo método dos elementos finitos*. Universidade Federal de Goiás.
- Cachim, P. (2010). *Cálculo de lajes - Apontamentos de estruturas de betão*. Universidade de Aveiro.
- Calado, L., & Santos, J. (2010). *Estruturas Mistas de Aço e Betão*. Lisboa: Instituto Superior Técnico Press.
- Caprani, C. (2006). *Civil Engineering Design - Analysis and Design of Slabs*.
- Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. (2004). CEN.
- Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. (2005). CEN.
- Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. (2010). CEN.
- Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. (2010). CEN.
- Kennedy, G., & Goodchild, C. (2003). *Practical Yield Line Design*. British Cement Association.

- Lajes mistas. (n.d.). Retrieved from <https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/146928/1/Acetatos-6-net.pdf>
- Timoshenko, S. P., & Young, D. H. (1965). *Theory of Structures - Chapter 11 - Suspension bridges*. McGraw - Hill International Editions, Civil Engineering Series.
- Vassart, O., & Zhao, B. (2012). *MACS - Membrane Action of Composite Structures in Case of Fire*. Arcelormittal, cticm.
- Vila Real, P. (2003). *Incêndio em Estruturas Metálicas - Cálculo Estrutural*. (E. Orion, Ed.).
- Vila Real, P. (2012). comportamento ao fogo de lajes mistas aço-betão: consideração do efeito de membrana. *Revista Metálica*.
- Vila Real, P., Nolasco, A., & Tavares, D. (2007). Cálculo da resistência ao fogo de lajes mistas com chapa perfilada de aço, de acordo com o Eurocódigo 4. In *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*.